

Periodical Part, Published Version

## **Kuratorium für Forschung im Küsteningenieurwesen (Hg.)**

### **Die Küste, 85**

. Archiv für Forschung und Technik an der Nord- und Ostsee. Archive for Research and Technology on the North Sea and Baltic Coast

Zur Verfügung gestellt in Kooperation mit/Provided in Cooperation with:

**Kuratorium für Forschung im Küsteningenieurwesen (KFKI)**

---

Verfügbar unter/Available at: <https://hdl.handle.net/20.500.11970/107008>

Vorgeschlagene Zitierweise/Suggested citation:

Kuratorium für Forschung im Küsteningenieurwesen (Hg.) (2017): Die Küste, 85. Karlsruhe: Bundesanstalt für Wasserbau (. Archiv für Forschung und Technik an der Nord- und Ostsee. Archive for Research and Technology on the North Sea and Baltic Coast, 85).

#### **Standardnutzungsbedingungen/Terms of Use:**

Die Dokumente in HENRY stehen unter der Creative Commons Lizenz CC BY 4.0, sofern keine abweichenden Nutzungsbedingungen getroffen wurden. Damit ist sowohl die kommerzielle Nutzung als auch das Teilen, die Weiterbearbeitung und Speicherung erlaubt. Das Verwenden und das Bearbeiten stehen unter der Bedingung der Namensnennung. Im Einzelfall kann eine restriktivere Lizenz gelten; dann gelten abweichend von den obigen Nutzungsbedingungen die in der dort genannten Lizenz gewährten Nutzungsrechte.

Documents in HENRY are made available under the Creative Commons License CC BY 4.0, if no other license is applicable. Under CC BY 4.0 commercial use and sharing, remixing, transforming, and building upon the material of the work is permitted. In some cases a different, more restrictive license may apply; if applicable the terms of the restrictive license will be binding.



Heft 85  
Jahr 2017



Die Küste

HoRisk

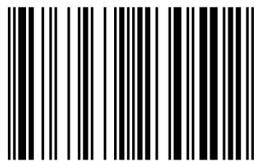
# Die Küste

ARCHIV FÜR FORSCHUNG UND TECHNIK  
AN DER NORD- UND OSTSEE

ARCHIVE FOR RESEARCH AND TECHNOLOGY  
ON THE NORTH SEA AND BALTIC COAST

**Hochwasserrisikomanagement für den Küstenraum  
HoRisk**

ISBN 978-3-939230-50-2



9783939230502

85  
2017

HERAUSGEBER: KURATORIUM FÜR FORSCHUNG IM KÜSTENINGENIEURWESEN  
EDITOR: GERMAN COASTAL ENGINEERING RESEARCH COUNCIL



# Die Küste

ARCHIV FÜR FORSCHUNG UND TECHNIK  
AN DER NORD- UND OSTSEE

ARCHIVE FOR RESEARCH AND TECHNOLOGY  
ON THE NORTH SEA AND BALTIC COAST

**Hochwasserrisikomanagement für den Küstenraum  
HoRisk**

Heft 85 · Jahr 2017

Herausgeber: Kuratorium für Forschung im Küsteningenieurwesen  
Editor: German Coastal Engineering Research Council

Verlag:  
Bundesanstalt für Wasserbau (BAW)  
Kußmaulstraße 17, 76187 Karlsruhe  
Postfach 21 02 53, 76152 Karlsruhe  
Telefon: 0721 9726-3380 Telefax: 0721 9726-5320  
E-Mail: [izw@baw.de](mailto:izw@baw.de), [www.baw.de](http://www.baw.de)  
Druck: BSH Druckerei, Rostock

ISSN 0452-7739  
ISBN 978-3-939230-50-2

Verfasser dieses Heftes:

Bachmann, Daniel, Deltares, Daniel.Bachmann@deltares.nl; Blum, Holger, Nds. Landesbetrieb für Wasserwirtschaft, Küsten- und Naturschutz, Holger.Blum@nlwkn-nor.niedersachsen.de; Dreier, Norman, Technische Universität Hamburg, Institut für Wasserbau, norman.dreier@tuhh.de; Fortmann, Jörg, Landwirtschaftskammer Niedersachsen, joerg.fortmann@lwkniedersachsen.de; Fröhle, Peter, Technische Universität Hamburg, Institut für Wasserbau, froehle@tuhh.de; Grimm, Christian, RWTH Aachen University, Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, grimm@gquadrat.de; Gruhn, Angelika, Technische Universität Hamburg, Institut für Wasserbau, angelika.gruhn@tuhh.de; Lambrecht, Hans-Jörg, Nds. Landesbetrieb für Wasserwirtschaft, Küsten- und Naturschutz, Hans-Joerg.Lambrecht@nlwkn-nor.niedersachsen.de; Salecker, Dörte, Technische Universität Hamburg, Institut für Wasserbau, wasserbau.office@tuhh.de; Schüttrumpf, Holger, RWTH Aachen University, Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, schuettrumpf@iww.rwth-aachen.de; Thorenz, Frank, Nds. Landesbetrieb für Wasserwirtschaft, Küsten- und Naturschutz, Frank.Thorenz@nlwkn-nor.niedersachsen.de

---

Die Verfasser sind für den Inhalt der Aufsätze allein verantwortlich. Nachdruck aus dem Inhalt nur mit Genehmigung des Herausgebers gestattet:

Kuratorium für Forschung im Küsteningenieurwesen, Wedeler Landstraße 157, 22559 Hamburg  
Vorsitzender: : Volker Petersen, Ministerium für Energiewende, Landwirtschaft, Umwelt, Natur und Digitalisierung des Landes Schleswig-Holstein,  
Mercatorstraße 3, 24106 Kiel

Geschäftsführer: Dr.-Ing. Rainer Lehfeldt, Wedeler Landstraße 157, 22559 Hamburg  
Forschungsleiter: Prof. Frank Thorenz, Niedersächsischer Landesbetrieb für Wasserwirtschaft, Küsten- und Naturschutz, Jahnstraße 1, 26506 Norden  
Redaktionsleitung: Dr.-Ing. Annika Schüttrumpf

## Inhaltsverzeichnis

<i>Peter Fröhle, Holger Schüttrumpf und Frank Thorenz</i> Hochwasserrisikomanagement für den Küstenraum (HoRisk)	1
<i>Jörg Fortmann und Christian Grimm</i> Schadenspotentiale und Schäden in der Landwirtschaft durch Überflutungs- ereignisse mit Salzwasser	5
<i>Christian Grimm, Daniel Bachmann und Holger Schüttrumpf</i> Versagen und Zuverlässigkeitsanalyse von Küstenschutzbauwerken	45
<i>Christian Grimm</i> Schadensanalyse für die schleswig-holsteinische Nordseeinsel Pellworm	73
<i>Dörte Salecker, Angelika Grubn, Norman Dreier und Peter Fröhle</i> Analyse und Bewertung multivariater hydrodynamischer Belastungsgrößen für die deutsche Nord- und Ostseeküste	91
<i>Angelika Grubn, Dörte Salecker und Peter Fröhle</i> Versagensmechanismen und Versagenswahrscheinlichkeiten von Hoch- wasserschuttdünen	117
<i>Angelika Grubn, Dörte Salecker und Peter Fröhle</i> Hydrodynamisch-numerische Analyse der Hinterland-Überflutung als Grundlage für die Abschätzung von Konsequenzen des Versagens von Hochwasserschutzanlagen	143
<i>Frank Thorenz, Hans-Jörg Lambrecht und Holger Blum</i> Untersuchungen zur Überflutungsausbreitung im Fall von Deichbrüchen	183

# Hochwasserrisikomanagement für den Küstenraum (HoRisk)

*Peter Fröhle, Holger Schüttrumpf und Frank Thorenx*

## Zusammenfassung

Das Hochwasserrisiko im Küstenraum ergibt sich aus dem Produkt der Versagenswahrscheinlichkeit der lokalen Hochwasserschutzanlagen (Deiche, Dünen) sowie der potentiellen Schäden bei Überflutung. Aufgrund der typischen Verhältnisse an der Küste können existierende Ansätze aus dem Binnenbereich nicht direkt auf den Küstenraum übertragen werden, sondern sind auf die küstenspezifischen Randbedingungen anzupassen. Ziel des BMBF-Vorhabens HoRisk war es, Methoden und Ansätze zur Ermittlung des Hochwasserrisikos an der Küste zu entwickeln und anhand von Pilotgebieten für das praktische Hochwasserrisikomanagement in Küstenräumen zu testen.

## Schlagwörter

Hochwasserrisiko, Schadensanalysen, Risikoanalysen, Versagenswahrscheinlichkeiten, Sturmfluten, Überflutung, Deichbruch

## Summary

*Flood risk in coastal area is the product of failure probabilities of coastal defense structures (sea dikes, dunes) and the associated damages due to flooding. Approaches and methods from flood risk analysis for rivers cannot be transferred to coastal areas due to the typical natural conditions. Objective of the BMBF-HoRisk project was to develop approaches and methods for flood risk analysis specifically for coastal areas and to apply these approaches for pilot areas and practical flood risk management.*

## Keywords

*Flood risk, damage analysis, risk analysis, failure probabilities, storm surges, flooding, dike breaching*

## Inhalt

1	Einleitung .....	2
1.1	Veranlassung .....	2
1.2	Zielsetzung .....	2
1.3	Struktur des HoRisk-Projekts .....	4

## 1 Einleitung

### 1.1 Veranlassung

Das Europäische Parlament und der Rat der Europäischen Union haben am 23. Oktober 2007 „Die Richtlinie 2007/60/EG über die Bewertung und das Management von Hochwasserrisiken“ erlassen. Ziel dieser Richtlinie ist es, die nachteiligen Folgen, die Hochwasser auf die menschliche Gesundheit, die Umwelt, das kulturelle Erbe und die wirtschaftliche Tätigkeit ausübt, zu verringern und das Management im Umgang mit den Hochwassergefahren zu verbessern. Die Mitgliedsstaaten, zu denen auch Deutschland gehört, sind verpflichtet, bis zum 22. Dezember 2011 eine vorläufige Bewertung des Hochwasserrisikos vorzunehmen und Hochwassergefahren- und Hochwasserrisikokarten bis zum 22. Dezember 2013 zu erstellen. Weiterhin stellen die Mitgliedsstaaten sicher, dass bis zum 22. Dezember 2015 Hochwasserrisikomanagementpläne der Öffentlichkeit zur Verfügung gestellt werden.

Die Richtlinie ist insbesondere auch für die sturmflutgefährdeten Küstengebiete an der deutschen Nord- und Ostseeküste von großer Bedeutung. Insgesamt werden in Deutschland circa 12.000 km<sup>2</sup> tief liegende Küstengebiete mit 2,4 Millionen Einwohnern durch Küstenschutzanlagen vor Sturmfluten geschützt. Für die Umsetzung der EU-Richtlinie im Küstenbereich sind die für den Bereich des Hochwasserschutzes (im Binnenland) entwickelten Methoden lediglich dem Grunde nach anwendbar. Dies resultiert wesentlich durch:

- Die spezifische Bedrohung der Küste durch Sturmfluten, welche sich in ihrer Charakteristik deutlich von Binnenhochwässern unterscheiden (im wesentlich relativ schneller Wasserspiegelanstieg bei zeitgleich auftretendem starken Seegang und im Allgemeinen sehr schlechten Wetterbedingungen)
- Eine erhebliche räumliche Ausdehnung der Küstengebiete
- Die im Küstenraum vorhandenen spezifischen Küstenschutzsysteme
- Die eingeschränkte (bzw. nicht vorhandene) Wirksamkeit von Retentionsräumen
- Die Auswirkung des Versagens der Anlagen sowohl im Hinblick auf die räumliche und zeitliche Entwicklung von Überflutungen als auch im Hinblick auf die zu erwartenden Schäden

Aufgrund dieser speziellen Randbedingung, z. B. Belastung durch kurzfristige Änderung des Wasserstands und Seegang, unterschiedliche Schutzsysteme, kürzere Vorwarnzeiten, Unwirksamkeit von Retentionsräumen und Salzwassereinfluss, müssen die entsprechenden Methoden im Detail angepasst und erweitert werden. Eine Entwicklung von küstenschutzspezifischen Detailansätzen für eine Hochwasserrisikoanalyse ist deshalb erforderlich.

### 1.2 Zielsetzung

Ziel des Projektes ist die Ableitung von küstenschutzbezogenen Ansätzen und Methoden für eine anwendungsorientierte Risikoanalyse als Grundlage für die Erarbeitung von Hochwassergefahrenkarten, Hochwasserrisikokarten und Hochwasserrisikomanagementplänen. Basis dieser Untersuchung sollen, soweit möglich, bereits verfügbare Datenbasen für den Küstenbereich bilden. Die im Rahmen des Projektes entwickelten Ansätze und Methoden sollen anschließend am Beispiel ausgewählter typischer Küstenabschnitte in

Niedersachsen, Schleswig-Holstein und Mecklenburg-Vorpommern angewendet werden. Diese Methodik einer Risikoanalyse kann als wesentliche Grundlage für die Umsetzung der Hochwasserrichtlinie für den Küstenbereich an der deutschen Nord- und Ostseeküste dienen.

Zentrale Bedeutung besitzt die Fokussierung auf Anwendungsorientierung und Umsetzbarkeit. Bereits bestehende Ansätze für Schadens- bzw. Risikoanalysen treffen meist nur bedingt Aussagen zur Genauigkeit der Ergebnisse und weisen methodische Defizite, z. B. durch keine oder unzureichende Berücksichtigung der Versagensmechanismen der Schutzanlagen, auf. Außerdem sind sie, aufgrund des erforderlichen Datenbedarfs im mikroskaligen Bereich, nicht praxisnah umsetzbar.

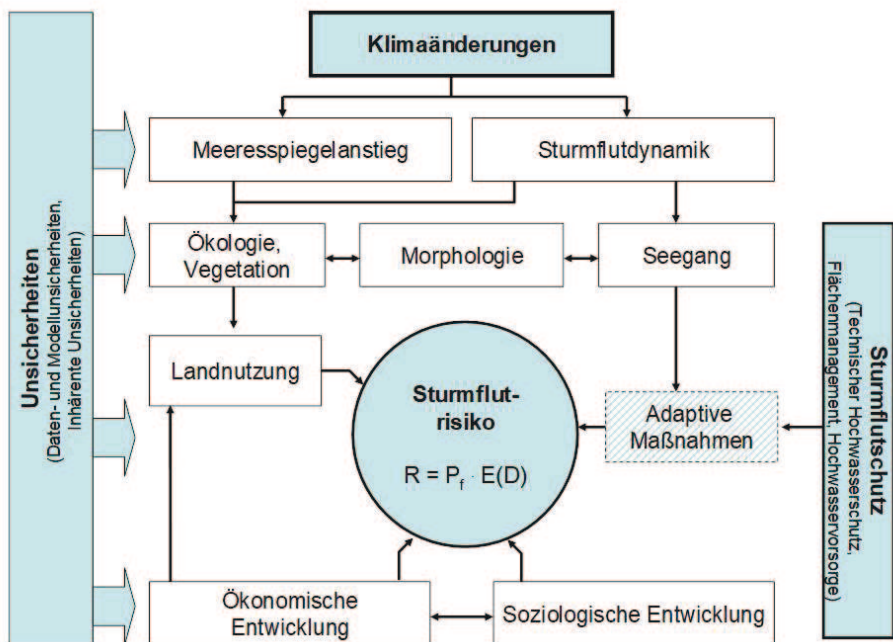


Abb. 1: Einflussfaktoren auf das Sturmflutrisiko

Vor dem Hintergrund der erwarteten klimawandelinduzierten Änderungen der Belastungsgrößen von Küstenschutzbauwerken, zu denen beispielsweise Bemessungswasserstände und Seegang gehören, sind zudem Kenntnisse potentieller Auswirkungen dieser Änderungen auf Schäden und Risiko von großem Interesse. Da die potentiellen Auswirkungen des Klimawandels (siehe Abb. 1) auf die für den Küstenschutz relevanten Belastungsgrößen noch unsicher sind, erfolgt die Berücksichtigung dieses Aspekts im Rahmen einer Sensitivitätsstudie. Diese dient zudem dazu die Nachhaltigkeit der Ergebnisse zu gewährleisten.

### 1.3 Struktur des HoRisk-Projekts

Das **HoRisk-Projekt** wurde als **KFKI-Projekt** KFKI104 vom 1.11.2009 bis zum 31.12.2013 unter den Förderkennzeichen 03KIS078/03KIS079/03KIS080 vom BMBF durch den Projektträger Jülich gefördert und ist gegliedert in die Teilprojekte:

**HoRisk A (03KIS078):** Versagen von Küstenschutzanlagen und Schäden; Projektpartner: Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft der RWTH Aachen University

**HoRisk B (03KIS079):** Belastungen von Küstenschutzanlagen und Konsequenzen des Versagens im Bereich der Ostseeküste; Projektpartner: Institut für Wasserbau; TU Hamburg

**HoRisk C (03KIS080):** Konsequenzen des Versagens im Bereich der Nordseeküste und Schadensminimierung; Projektpartner: Niedersächsischer Landesbetrieb für Wasserwirtschaft, Küsten- und Naturschutz

Die **Projektbegleitende Gruppe** besteht aus Vertretern folgender Behörden und Einrichtungen: LSBG, SUBVE, MU-NI, BfG, MLUR, LUNG.

Die folgenden Veröffentlichungen in dieser Ausgabe der „Die Küste“ geben einen Überblick über zentrale Ergebnisse des Vorhabens. Detaillierte Ergebnisanalysen sowie Berichte finden sich auf der zugehörigen Website beim KFKI (<http://www.kfki.de/de/projekte/horisk>).

# Schadenspotentiale und Schäden in der Landwirtschaft durch Überflutungsereignisse mit Salzwasser

Jörg Fortmann und Christian Grimm

## Zusammenfassung

Überflutungen infolge des Versagens einer Küstenschutzanlage infolge von Sturmfluten können aufgrund der küstentypischen Randbedingungen andere Schäden hervorrufen als Hochwässer im Binnenland. Hierzu zählen insbesondere die Auswirkungen des Mediums Salzwasser auf die zu erwartenden Schäden, die charakteristischen Formen der Topografie und auch die typischen Formen der Landnutzung in den Küstenbereichen. In diesem Beitrag wird eine Methode zur Bewertung von Schadenspotentialen und Schäden in Bezug auf die Auswirkungen von Salzwasser auf landwirtschaftliche Nutzflächen sowie eine praxisnahe Anwendung der entwickelten Methode für die Projektgebiete Norden und Pellworm vorgestellt.

## Schlagwörter

Salzwassereinfluss, landwirtschaftlicher Schaden, Schadenspotential, Pellworm, Norden

## Summary

*A flood event due to the failure of a coastal defense system has a different damage outcome than riverine flood event due to the coastal typical conditions. These include in particular the impact of the medium salt water to the anticipated damage, the characteristic of the topography and the typical forms of land use in coastal areas as well. This paper presents a method for assessing potential damage and damages related to the effects of salt water on agricultural areas and a practical application of the developed method for the project areas Norden and Pellworm.*

## Keywords

*salt water, agricultural land use, damage, Pellworm, Norden*

## Inhalt

1	Einleitung .....	7
2	Art der Schäden bei Pflanzen und Böden durch den Überstau mit Salzwasser.....	8
2.1	Schädigung der Pflanzen.....	8
2.2	Schadssymptome bei Pflanzen durch Versalzung.....	8
2.3	Ursachen von Salzschnäden bei Pflanzen.....	8



2.4	Merkmale der Salztoleranz bei Pflanzen.....	9
2.5	Schädigung der Böden durch Salzwasser .....	10
3	Kriterien für das Ausmaß der Schädigung landwirtschaftlicher Kulturen durch den Überstau mit Salzwasser.....	11
3.1	Salzgehalte, Salzfrachten, Salzeindringtiefen, Überstaudauer .....	11
3.2	Salzgehalte im Meerwasser und Zusammensetzung des Salzes.....	11
3.3	Salzgehalte im Überflutungswasser .....	12
3.4	Salzgehalte im Bodenwasser .....	12
3.5	Salzfrachten .....	13
3.6	Salzeindringtiefen .....	14
3.7	Überstaudauer .....	14
3.8	Elektrische Leitfähigkeit im Wasser und in der Bodenlösung.....	14
3.9	Natrium-Adsorptionswert (SAR).....	16
3.10	Kulturartenspezifische Salztoleranz von Feldfrüchten .....	17
3.11	Austauschhäufigkeit des Bodenprofils.....	19
3.12	Gesamtdarstellung der Einflussgrößen auf Ertragsverluste durch Salzwasserüberstau .....	20
4	Vorgehensweise zur Ermittlung potentieller Schäden auf landwirtschaftlichen Flächen .....	21
4.1	Methode .....	21
4.2	Projektgebiet Norden.....	22
4.3	Projektgebiet Pellworm .....	27
4.4	Szenario-Annahmen für die Überflutung landwirtschaftlicher Flächen mit Salzwasser .....	29
4.4.1	Szenario 1: Ertraglicher Totalausfall im ersten Jahr.....	33
4.4.2	Szenario 2: Ertraglicher Totalausfall im ersten Jahr sowie Teilausfall im Folgejahr auf den undurchlässigeren Standorten.....	34
4.5	Projektgebiet Norden: Marschstandorte/Ertragsklasse „hoch“ .....	34
4.5.1	Szenario 1 .....	34
4.5.2	Szenario 2 .....	35
4.6	Projektgebiet Norden: Geeststandorte/Ertragsklasse „niedrig“ .....	36
5	Gesamtdarstellung der Schadenspotentiale in den Projektgebieten .....	37
5.1	Schadenspotentiale im Projektgebiet Norden .....	37
5.2	Schadenspotentiale im Projektgebiet Pellworm .....	39
6	Fazit .....	40
7	Schriftenverzeichnis .....	42

## 1 Einleitung

Nach Voigt (1964) wurden durch die Sturmflut am 16./17.02.1962 in den Bundesländern Niedersachsen, Hamburg sowie Bremen 57.000 ha überflutet. Allein in Niedersachsen sind im Deichhinterland ~34.000 ha landwirtschaftliche Nutzfläche von den Überschwemmungen betroffen gewesen (NMELF 1962). Dreieinhalb Wochen nach der Sturmflut war am 10.03.1962 von 530 km<sup>2</sup> Überschwemmungsfläche in Niedersachsen noch eine Fläche von 160 km<sup>2</sup> überflutet (Hannoversche Land- und Forstwirtschaftliche Zeitung 1962a).

Im Landwirtschaftsblatt Weser-Ems (1962a) wird berichtet, dass das Abfließen des Wassers durch zerstörte Schöpfwerke und verschlammte Siele behindert wird. In den überfluteten Gebieten wurden die Wintersaaten zerstört bzw. stark geschädigt.

Die Hannoversche Land- und Forstwirtschaftliche Zeitung (1962b) berichtet von 46.000 dt nässegeschädigter Äpfel in den Lagern im Obstanbaugebiet des Alten Landes bei Hamburg infolge der Sturmflut 1962. Hinsichtlich der Abschätzung von Schäden in der Landwirtschaft durch Überflutungen werden unterschiedliche Angaben gemacht. Die Hannoversche Land- und Forstwirtschaftliche Zeitung (1962b) zitiert Beobachtungen, nach denen die Überschwemmungen mit Nordseewasser in Holland im Jahr 1953 zu siebenjährigen Ertragsrückgängen geführt hätten. Allerdings waren die Salzgehalte des Überschwemmungswassers nach der Sturmflut 1962 in weiten Bereichen nur minimal, sodass von einer geringeren Schädigung ausgegangen werden könnte. Im Landwirtschaftsblatt Weser-Ems (1962b) wird dargestellt, dass bei länger als drei Tage währendem Salzwasserüberstau Wintersaaten verdorben, bei kürzer andauerndem Überstau dagegen keine Schädigungen zu erwarten seien. Insgesamt seien auf Salz belasteten Ackerflächen mit dreijährigen Ertragsrückgängen zu rechnen. Auf Grünland seien bei winterlichem Überstau mit salzhaltigem Wasser keine größeren Schäden zu erwarten (Hannoversche Land- und Forstwirtschaftliche Zeitung 1962c). Auch hinsichtlich länger andauernder Überschwemmungen mit Süßwasser scheint das Grünland eine relativ hohe Regenerationsfähigkeit aufzuweisen: Während nach der Überflutung der Geeste-Niederung (Bereich Bremerhaven-Kührstedt) durch Hochwasser nach Deichbruch im Winter 1953/54 eine Fläche von ~4.000 ha für einen Zeitraum von acht bis zehn Wochen von einer Eisdecke überdeckt war und die Grasnarbe des betroffenen Grünlandes vernichtet erschien, hatte sich die Grasnarbe im Sommer 1954 annähernd wieder erholt. Ein weiteres Beispiel stellen die im Jahr 1956 über vier bis sieben Wochen andauernden sommerlichen Überschwemmungen in den Flussniederungen der Aller-Weser-Leine-Region dar, die mit der „völligen Vernichtung des oberirdischen Gräserbestandes“ einhergingen. Vier Wochen nach Abfließen des Wassers zeigte sich der Gräserbestand als weitestgehend wieder regeneriert (Hannoversche Land- und Forstwirtschaftliche Zeitung 1962c). In der Hannoverschen Land- und Forstwirtschaftlichen Zeitung (1962c) wird darauf hingewiesen, dass das Ausmaß der Schädigungen infolge eines Überstaus mit Süßwasser besonders vom Eintrittszeitpunkt beeinflusst wird: Schwerste Schäden sind generell bei sommerlichen Überflutungen während der aktivsten Vegetationsperiode zu verzeichnen, da sich während dieser Zeit die Pflanzen im vollen Wachstum befinden und das Wurzelsystem den höchsten Sauerstoffbedarf zeigt. Dagegen sind bei winterlichen Überflutungen zur Zeit der Wachstumsruhe – auch bei mehrwöchigem Überstau – keine nennenswerten Schäden zu erwarten. Das Ausmaß der Schädigung landwirtschaftlicher Flächen durch Sedimen-

tationsvorgänge infolge der Sturmflut 1962 wird von Voigt (1964) lediglich als gering bewertet und sei nur von begrenzt lokaler Bedeutung.

## **2 Art der Schäden bei Pflanzen und Böden durch den Überstau mit Salzwasser**

### **2.1 Schädigung der Pflanzen**

Schon bei Süßwasser können auf landwirtschaftlich genutzten Flächen (Acker- sowie Grünland) an den angebauten Kulturen durch einströmende oder überflutende Wässer Primärschäden auftreten, die das Pflanzenwachstum unmittelbar negativ beeinflussen (Klaghofer 2003):

- Bei höheren Fließgeschwindigkeiten können Feldfrüchte geknickt, abgebrochen oder herausgerissen werden.
- Durch Sedimentation von Schwebstoffen oder Ablage von Geschiebe werden Früchte sowie Gräser überdeckt.
- Schwebstoffe können höhere Konzentrationen an Schwermetallen, Pestiziden und organischen Verbindungen aufweisen, die zur Kontamination von Pflanzen sowie Böden führen können.
- Durch Wasserüberstau wird infolge des Sauerstoffmangels das Pflanzenwachstum geschädigt.

### **2.2 Schadsymptome bei Pflanzen durch Versalzung**

Neben den durch Süßwasser an Pflanzen hervorgerufenen Primärschäden treten durch den Überstau mit Salzwasser zusätzliche Schädigungen an Pflanzen hinzu. Salzschäden an Pflanzen können nach Zeng et al. (2002) und Finck (1975) sich äußern in:

- Keim- und Auflaufschäden,
- Wachstumsverschlechterungen mit Schadsymptomen (Welketracht, Chlorosen, Nekrosen),
- Beschädigung der Meristeme in wachsenden Sprossen,
- Reduktion der Ertragskomponenten (Ertragsdepressionen),
- Beeinträchtigung der Qualität der Ernteprodukte und
- reduzierte Resistenz gegenüber Schadorganismen.

### **2.3 Ursachen von Salzschäden bei Pflanzen**

Im Einzelnen beruhen nach Finck (1975) und Robinson et al. (1997) die genannten Schadsymptome auf

- Plasmolyse (Schrumpfung des Protoplasten),
- Behinderung des Zellwachstums und der Zellteilung,
- Störung der Stomataschließzellen (Erhöhung der Transpiration),
- Störung des Stoffwechsels durch Ionen-Imbalancen (antagonistische Behinderung der Aufnahme und des Transportes von Nährionen, besonders durch  $\text{Na}^+$ ),

- Anhäufung freier z. T. toxischer Aminosäuren, Ammoniak sowie toxischer Diamine,
- verringerte Mobilisation von Zucker und Stärke während der Keimung.

Die Ursachen liegen nach Finck (1975) und Keskin (2005) einerseits in der allgemeinen osmotischen Salzwirkung und andererseits in der spezifischen toxischen Ionenwirkung. Der osmotische Effekt bewirkt einen physiologischen Wassermangel. Erhöhte Salzgehalte in der Bodenlösung erschweren den Pflanzenwuchs, da sie das osmotische Potential des Bodenwassers erhöhen und so die Wasseraufnahme erschweren (Scheffer und Schachtschabel 1989). Nach Finck (1975) strömt das Wasser im Extremfall entlang eines Saugspannungsgradienten aus der (salzärmeren) Pflanze in die (salzreichere) Rhizosphäre zurück. Der Turgor sinkt, der permanente Welkepunkt wird überschritten, die Pflanze stirbt ab (Plasmolyse, Schädigung der Eiweißstruktur). Dagegen beruht die spezifische toxische Ionenwirkung darauf, dass für jedes (Nähr-)Element unterschiedliche Grenzwerte existieren für

- den Bereich akuten (bzw. latenten) Mangels,
- den optimalen Versorgungsbereich,
- den Zustand des Luxuskonsums sowie für
- den Bereich der akuten (bzw. latenten) Toxizität.

Das Überschreiten der kulturarten- und stadienspezifischen Grenzwerte führt im Bereich der Toxizität zu Schadsymptomen, die vom jeweiligen Element (z. B. Na, B, Cl) abhängig sind.

Eine spezifische Salzttoxizität liegt vor, wenn Wachstumsdepressionen stärker ausfallen, als es die osmotischen Verhältnisse in der Bodenlösung erwarten lassen würden (Schleiff 1977). Allgemein äußern sich Salzschäden durch Überschüsse und/oder Mangel einzelner Ionen. Als Beispiele seien die Ionenkonkurrenzen zwischen  $\text{Na}^+$  und  $\text{K}^+$  sowie  $\text{Ca}^{2+}$  genannt, bei denen durch eine verstärkte Na-Aufnahme K- bzw. Ca-Mangel induziert wird. Ein weiteres Beispiel wäre das Erreichen toxischer  $\text{Na}^+$ -,  $\text{Cl}^-$ -,  $\text{B}^{3+}$ -Konzentrationen in der Pflanze durch Salzüberschuss in der Bodenlösung.

Zu beachten ist, dass die Salztoleranz von Pflanzen nichts Statisches darstellt. So führt z. B. eine optimale Versorgung mit Kalium zu einer Erhöhung der Salztoleranz gegenüber Natrium (Schleiff 1974a, 1974b). Zudem kann die Salztoleranz in Abhängigkeit vom Vegetationsstadium stark schwanken.

## 2.4 Merkmale der Salztoleranz bei Pflanzen

Im Gegensatz zu den Glykophyten zuzuordnenden Kulturpflanzen zeichnen sich Halophyten (= Salzpflanzen wie Queller, Anedelgräser, Strand-Aster etc.) durch die Fähigkeit zur aktiven Salzregulation sowie durch passive Salztoleranz aus. Nach Koyro (1998) wachsen Glykophyten bei NaCl-Konzentrationen im Wasser von 0-0.7 ‰. Die Halophyten können dagegen NaCl-Gehalte von bis zu 6.5 ‰ im Wasser tolerieren.

Der Schutz erfolgt nach Munns et al. (2002), Lächli und Lüttge (2002), Pessarakli (1999) sowie Staples und Toenniessen (1984) durch:

- Selektive Ionenaufnahme (Ausschluss oder auch Verhinderung des Eindringens unerwünschter Ionen in wachsendes sowie physiologisch aktives Gewebe z. B. durch veränderte Zusammensetzung der Zellmembran im Fettsäuremuster),

- Reduktion der Transpiration durch Stomataregulation,
- Ausscheidung (über Blatt mittels Absatz-, Blasenhaare, Absatzdrüsen und über die Wurzel),
- Abwurf von Pflanzenteilen,
- Sukkulenz (Verdünnung durch erhöhte Wasseraufnahme),
- Abschluss des Vegetationszyklus vor Erreichen letaler Salzkonzentrationen,
- Ablagerung in Zellkompartimenten wie z. B. in Vakuolen,
- Ionenpumpmechanismen, die den aktiven Transport entlang von z. B. pH-Gradienten ermöglichen,
- Synthese von organischen Osmotika wie Aminosäuren, Zucker und Zuckeralkoholen als Gegengewicht zu gespeicherten Salzen zur Aufrechterhaltung des osmotischen Gleichgewichtes.

Mithilfe der Züchtung wird versucht, die polygen vererbte Salztoleranz von Nutzpflanzen zu erhöhen (Dadshani 2006).

## 2.5 Schädigung der Böden durch Salzwasser

Neben der möglichen Schädigung von Ackerflächen durch Bodenabtrag (Erosion) bei höheren Fließgeschwindigkeiten von Wasser im Allgemeinen sind weitere Schäden an Böden zu nennen, die besonders auf den Überstau mit salzhaltigem Wasser zurückzuführen sind.

Natriumreiche Überflutungswässer wie das Meerwasser mit einem Natriumanteil am Gesamtsalzgehalt von ~30 % (Tab. 2, Seite 7) führen bei tonreichen Böden zu einer erhöhten Na-Sättigung der Austauscher (Tonmineralien) und damit zu einem Strukturzerfall mit erhöhter Verschlammungsneigung und Tonverlagerung (Scheffer und Schachtschabel 2010). Verschlammte Böden weisen eine für den Pflanzenwuchs ungünstige Struktur und erhöhte Lagerungsdichte auf (Sauerstoffmangel). Ein verschlammter Oberboden zeigt eine höhere Erosionsanfälligkeit und kann nach oberflächennaher Austrocknung durch Krustenbildung insbesondere während der Keimung zu stark erhöhten Ausfällen führen. Zusätzlich wird die Wasserinfiltration durch Verschlammung behindert. Tonverlagerung kann zudem zu Einlagerungsverdichtungen im Bodenprofil führen und die Durchwurzelbarkeit sowie Wasserinfiltration (Stauwasser) beeinträchtigen.

Auf nicht kalkfreien Böden wie z. B. der Kalkmarsch kann die Zufuhr von natriumreichen Überflutungswässern infolge der Bildung von Soda ( $\text{Na}_2[\text{CO}_3] \cdot 10\text{H}_2\text{O}$ ) eine starke Alkalisierung bewirken. In alkalierten Böden führen pH-Werte  $\geq 8$  durch Festlegung von Nährelementen zu einer Einschränkung der Nährstoffverfügbarkeit für Pflanzen. Hier sind besonders die Nährelemente P, Fe, Mn, Cu und Zn betroffen (FINCK 2007).

Van der Molen (1957), der die Auswirkungen von Überschwemmungen auf landwirtschaftlich genutzte Flächen in den Niederlanden zum Gegenstand seiner Betrachtungen gemacht und insbesondere die Effekte der Gipsdüngung auf strukturgeschädigte Böden nach dem Überstau mit Meerwasser untersucht hat, sieht primär in dem Strukturzerfall tonreicher Böden durch Na-Aufsättigung die Ursache für die zum Teil langjährigen Ertragsverluste ehemals überschwemmter Flächen.

### 3 Kriterien für das Ausmaß der Schädigung landwirtschaftlicher Kulturen durch den Überstau mit Salzwasser

#### 3.1 Salzgehalte, Salzfrachten, Salzeindringtiefen, Überstaudauer

Ein entscheidender Faktor für das Ausmaß von Salzschäden an landwirtschaftlichen Kulturen stellt der Salzgehalt dar. Es gilt zu unterscheiden zwischen den Salzgehalten

- im Meerwasser,
- im Überflutungswasser sowie
- in der Bodenlösung.

#### 3.2 Salzgehalte im Meerwasser und Zusammensetzung des Salzes

Die Salzgehalte im Meerwasser sind u. a. von der geografischen Lage der Region, der Probenentnahmetiefe und der Jahreszeit sowie der Temperatur abhängig. Weiterhin werden die Salzgehalte von den Flussmündungsbereichen stark beeinflusst. Anhaltswerte zu den Salzgehalten im Meerwasser sind Tab. 1 zu entnehmen.

Tabelle 1: Salzgehalte im Meerwasser.

Region	Salzgehalte (%)
Nordsee (allgemein)	3,5
nördliche Nordsee	3,2–3,5
Skagerrak	3
Flussmündungen im Bereich der Nordsee	1,5–2,5
Ostsee (allgemein)	Ø 0,8
Finnischer Meerbusen und nördliche Bottensee	0,1
Ostsee in Ost-West-Richtung	0,3–1,8 (nach Westen zunehmend)
Kieler Bucht	1,5

Neben den Salzgehalten beeinflusst die Zusammensetzung des Salzes das Gefährdungspotential für Pflanze und Boden. Hier sind primär die pflanzenschädlichen Natrium- und Chloridanteile zu nennen. Die Zusammensetzung schwankt besonders in Abhängigkeit von der Nähe zu Flussmündungsbereichen (Tab. 2). Die absoluten Masseanteile sind Tab. 3 zu entnehmen.

Tabelle 2: Zusammensetzung des Meersalzes (Bergmann 2005).

Ionen	Elbe bei Hamburg (%)	Nordatlantik (%)
Chlorid	27,5	53,9
Sulfat	31,5	7,6
Kalium	1,9	1,1
Natrium	14,2	30,0
Calcium	20,7	3,3
Magnesium	3,4	3,6

Tabelle 3: Zusammensetzung des Meersalzes (bei 3.5 % Gesamtsalzgehalt im Meerwasser).

Ionen	Prozentanteil (%)	Masseanteil (g)
Chlorid	55	19,25
Natrium	30,61	10,7
Sulfat	7,7	2,7
Magnesium	3,7	1,3
Calcium	1,2	0,42
Kalium	1,1	0,39
Restbestandteile	0,7	0,25

### 3.3 Salzgehalte im Überflutungswasser

Die Salzgehalte im Überflutungswasser entsprechen nicht unbedingt den originären Salzgehalten des Meerwassers. In Abhängigkeit von der geografischen Lage des Überflutungsereignisses beeinflussen besonders Flussströme die Salzgehalte im Überflutungswasser. Nach der Februar-Sturmflut in 1962 wurden in den Überflutungswässern Salzgehalte zwischen 0.4 ‰ NaCl im Bereich der Elbe in der Region Stade-Jork-Hamburg sowie im Bereich der Weser bei Bremen und 25 ‰ NaCl im Bereich Ostfriesland bei Norden und Carolinensiel gemessen (Voigt 1964, Tab. 4).

Tabelle 4: Salzgehalte im Überflutungswasser nach der Sturmflut 1962 (Voigt 1964).

Region	Salzgehalt (‰ NaCl)
Stade, Jork, Hamburg (Elbe)	0,4
Bremen (Weser)	0,4
Brake (Weser)	1,2
Drochtersen (Elbe)	5,8
Oberndorf (Oste)	10
Cuxhaven	10
Balje (Elbe)	12
Augustgroden (östlicher Jadebusen)	13,5
Norden, Carolinensiel (Ostfriesland)	25

Zu beobachten ist weiterhin, dass in marinen Regionen relativ hohe Na- bzw. niedrige Ca-Gehalte und in fluviatilen Bereichen relativ niedrige Na- bzw. hohe Ca-Gehalte festzustellen sind (Voigt 1964).

### 3.4 Salzgehalte im Bodenwasser

Folgende Faktoren beeinflussen besonders den Salzgehalt in der Bodenlösung:

- Salzgehalt im Überstauwasser,
- Überstaudauer und Abflussgeschwindigkeit (Zustand der Drainagen und Vorfluter, Funktion der Schöpfwerke),
- Wasserdurchlässigkeit des Oberbodens in Abhängigkeit von der Bodenart, der Nutzung (Acker-Grünland), dem Bearbeitungszustand (Winterfurche, bestellt, ungepflügt) sowie von Verdichtungen (Pflugsohle, Stauhizonte),
- Wassersättigung des Bodens vor dem Überflutungsereignis (Eindringwiderstand),

- kapillarer Aufstieg von Süßwasser (Verdünnung) und kapillarer Aufstieg von salzhaltigem Wasser (erneute Versalzung des Oberbodenprofils) sowie
- Höhe und Verteilung der Niederschläge (Auswaschung, Aussüßung).

Nach der Sturmflut am 16./17.02.1962 wurden zu Beginn der Frühjahrsbestellung in 5 bis 20 cm Bodentiefe Gehalte von 0.3 bis 25.4 g NaCl/l in der Bodenlösung gemessen (Tab. 5).

Tabelle 5: Salzgehalte in der Bodenlösung nach der Sturmflut 1962 (Hannoversche Land- und Forstwirtschaftliche Zeitung 1962d).

Region	NaCl-Gehalt (g/l)
Insel Neuwerk	5,7–25,4
Arensch-Berensch (Cuxhaven)	4,8–7,7
Spieka-Neufeld (Cuxhaven/Bremerhaven)	1,2
Freiburger Außendeich (Elbe)	1,4–11,3
Oberndorf (Oste)	1,1–10,6
Bentwisch-Bruch (Oste)	1,6–7,8
Basbeck (Hemmoor, Oste)	1,1–4,1
Bützfleth (Stade, Elbe)	0,3–1,1
Winsen (Hamburg-Harburg)	0,5–1,3
Ritterhude (Osterholz-Scharmbeck, Weser)	0,6–1,7
Bremen-Borgfeld (Weser)	0,5–0,7
Rade-Aschwarden (Weser)	0,6–1,1

3.5 Salzfrachten

Aussagen zu den durch die Sturmflut 1962 auf die landwirtschaftlichen Flächen aufgetragenen Salzmengen liefert Voigt (1964). Anhand der Salzgehalte im Wasser, des Wasservolumens im Boden und der Mächtigkeit der mit Salz angereicherten Schichten wurden folgende Salzfrachten ermittelt (Tab. 6):

Tabelle 6: Salzfrachten nach Überflutung (Voigt 1964).

Salzgehalt Überflutungswasser/Überstaudauer/Standort	Salzfrachten	
	10 Tage nach der Sturmflut	7 Monate nach der Sturmflut
25 ‰ Salzgehalt/2–14 Tage/Seemarsch	7–30 t/ha	4–15 t/ha
10 ‰ Salzgehalt/1–6 Tage/Seemarsch	3–4 t/ha	0.5-1 t/ha
10.3 ‰ Salzgehalt/1 Tag/Knickbrackmarsch	2 t/ha	1 t/ha

Tab. 6 zeigt zudem, dass ~7 Monate nach der Sturmflut die Salzmengen sich in den Probenahmetiefen um ~50 % infolge von Niederschlägen verringert haben. Die im Landwirtschaftsblatt Weser-Ems (1962d) genannten Salzbelastungen auf Polderflächen in Ostfriesland bewegen sich in Abhängigkeit von der Überflutungsdauer in einem Bereich von 5 bis 15 t/ha bezogen auf 20 cm Bodentiefe.



### 3.6 Salzeindringtiefen

Die Salzeindringtiefen sind neben der Wasservorsättigung sowie den Grundwasserständen in den Böden primär von der Durchlässigkeit des Substrates sowie von der Überstaudauer abhängig. Bei gleicher Überflutungsdauer und gleichem Salzgehalt des Überflutungswassers wird die Salzanreicherung im Boden durch eine Zunahme der Durchlässigkeit gefördert. Die Salzanreicherung nimmt dabei mit steigender Überflutungsdauer zu. Bei „gut durchlässigem“ Grünland und einer Überflutungsdauer von zwölf Tagen wurden Eindringtiefen von ~70 cm beobachtet (Voigt 1964).

Zu beachten ist, dass nach Abfließen des Überflutungswassers das in das Bodenprofil eingetragene Salz mit dem Niederschlagswasser aus dem Oberboden in den Untergrund ausgewaschen bzw. entsprechend des Transpirationsanspruches der Pflanzen und Atmosphäre kapillar aufsteigt und wieder im Oberboden angereichert wird, sodass es in den Sommermonaten durch geringe Niederschläge und erhöhte Verdunstungsraten zu einer erneuten Salzakkumulation im Oberboden kommen kann.

Somit ergeben sich in Abhängigkeit von der Niederschlagsverteilung, dem Temperaturverlauf, der angebauten Kulturart, der Kapillarität des Bodensubstrates und dem Flurabstand des Grundwassers sowie den Entwässerungsbedingungen der betroffenen Flächen im Zeitablauf eines oder mehrerer Jahre unterschiedlich stark ausgeprägte Oszillationskurven hinsichtlich der Salzbewegung im Bodenprofil.

### 3.7 Überstaudauer

Die Dauer des Überstaus wird besonders von der Topografie, den Entwässerungsbedingungen sowie von der Durchlässigkeit des Bodensubstrates beeinflusst. Das Landwirtschaftsblatt Weser-Ems (1962c, 1962e) berichtet nach der Sturmflut 1962 von Überflutungszeiträumen, die sich in verschiedenen Poldern über 1 bis 14 Tage erstreckten.

In den bisherigen Untersuchungen wurde ausschließlich der negative Effekt des Salzgehaltes auf die Entwicklung landwirtschaftlicher Kulturen berücksichtigt. Ein weiterer wichtiger ertragswirksamer Aspekt ist neben dem Salzgehalt der Sauerstoffmangel infolge des Überstaus mit Wasser allgemein. Dieser Effekt wurde in der Schriftenreihe der Sächsischen Landesanstalt für Landwirtschaft (2005) im Rahmen von Expertenbefragungen abgeschätzt. Bei einem vier bis sieben Tage andauernden Überstau mit Süßwasser in den Monaten November bis Februar werden Ertragsausfälle für Wintergetreide in Höhe von 10 % und für Raps in Höhe von 100 % genannt.

### 3.8 Elektrische Leitfähigkeit im Wasser und in der Bodenlösung

Die elektrische Leitfähigkeit (EC; Formelzeichen  $\sigma$ ) wird international als Maß für den Versalzungsgrad (= Salinität) herangezogen und in Siemens pro Meter (S/m) angegeben. Sie lässt sich näherungsweise direkt aus dem Salzgehalt im Wasser ableiten.

Als internationaler Näherungswert gilt bei 25 °C (Lecher et al. 2001):

$$\sigma [\text{mS} / \text{cm}] * 0,64 = \text{Salzgehalt} [\text{g} / \text{l}] \text{ oder } [\text{‰}] \quad (1)$$

Dieser Näherungswert unterstellt eine bestimmte Mischung verschiedener Salze. Jedes einzelne Salz besitzt einen anderen Umrechnungsfaktor, der von Temperatur, Dissoziations-

grad und Wanderungsgeschwindigkeit im elektrischen Feld sowie elektrochemischer Wertigkeit und Ionenaktivität abhängig ist (Widmoser 1992). Kretschmar (1989) hat für Wasser in Schleswig-Holstein einen Näherungswert von 0.79 ermittelt.

Für Meerwasser mit einem Salzgehalt von ~35 ‰ kann eine elektrische Leitfähigkeit in Höhe von ~55 mS/cm bei 25°C angenommen werden. Mit sinkender Temperatur fällt der Wert für die elektrische Leitfähigkeit auf ~48 mS/cm bei 20°C.

Für die Pflanze ist jedoch nicht der Salzgehalt im Überflutungswasser, sondern der Salzgehalt in der Bodenlösung entscheidend. Der Salzgehalt in der Bodenlösung ist das Ergebnis der Interaktion zwischen dem Salzgehalt des Überflutungswassers und den Wasser-, Ton- und Humusgehalten (Kationen- und Anionenaustauscherkapazität) des Bodens. Zudem findet nach dem Überflutungsereignis eine Zufuhr über Niederschläge und kapillaren Aufstieg wie auch eine Abfuhr über Evapotranspiration und vertikalen sowie lateralen Abfluss statt (Oberflächen-, Zwischen- und Basisabfluss; LBEG 2008).

In der Technik der Bewässerungslandwirtschaft arider Gebiete werden daher Differenzierungen vorgenommen (FAO 1985):

- EC<sub>w</sub> für die Bestimmung der elektrischen Leitfähigkeit im Bewässerungswasser,
- EC<sub>e</sub> für die Bestimmung der elektrischen Leitfähigkeit im Bodensättigungsextrakt,
- EC<sub>sw</sub> für die Bestimmung der elektrischen Leitfähigkeit in der Bodenlösung im Bereich der Wurzelzone.

Unter der Voraussetzung, dass 15–20 % der für die Bewässerung eingesetzten Wassermenge aus der Wurzelzone abgeführt wird und 80–85 % für die Evapotranspiration zur Verfügung steht, kann unter Verwendung entsprechender Konzentrationsfaktoren aus dem Versalzungsgrad des Bewässerungswassers näherungsweise auf den Versalzungsgrad in der Bodenlösung geschlossen werden (FAO 1985)

$$EC_{sw} = 3 * EC_w \quad (2)$$

$$EC_e = 1.5 * EC_w \quad (3)$$

$$EC_{sw} = 2 * EC_e \quad (4)$$

Danach wird sich im Bodensättigungsextrakt eine EC<sub>e</sub> einstellen, die das 1.5-fache der EC<sub>w</sub> des Bewässerungswassers erreicht. Die Bodenlösung EC<sub>sw</sub> im Bereich der Wurzelzone wird sogar das Dreifache der EC<sub>w</sub> des Bewässerungswassers bzw. das Doppelte der EC<sub>e</sub> des Bodensättigungsextraktes annehmen.

In Abhängigkeit vom Ausmaß des oberirdischen Direktabflusses über die Entwässerungssysteme und der Höhe des Anteils der aus dem Wurzelraum ausgewaschenen Wassermenge am Überflutungswasser kann der Konzentrationsfaktor allerdings auch (erheblich) kleiner ausfallen. Kleinere Konzentrationsfaktoren hätten z. B. entsprechend geringere EC<sub>e</sub>-Werte und somit geringere Ertragsausfälle zur Folge (Kap. 3.10).

Erhöht sich z. B. der Anteil der aus dem Wurzelraum ausgewaschenen Wassermenge am zugeführten Bewässerungswasser von ~20 % auf 50 %, so verringert sich der Konzentrationsfaktor von 1.5 auf 0.8.

$$EC_e = 0.8 * EC_w \quad (5)$$

Bei grob vereinfachender Anwendung vorgenannter Faktoren (2) bis (4) auf ein Überstau-Szenario mit Meerwasser, das einen Salzgehalt von 35 ‰ aufweist, würden sich folgende Werte ergeben:

- $EC_w$  (Meerwasser) = 55 mS/cm
- $EC_e$  (Bodensättigungsextrakt) = 83 mS/cm
- $EC_{sw}$  (Wurzelraum) = 166 mS/cm

Die genannten Gesetzmäßigkeiten gelten allerdings nur für den Bereich des langjährigen Einsatzes von Bewässerungstechnik in der Landwirtschaft arider Gebiete und sind auf die deutschen Küstenregionen mit ihren humiden Klimaverhältnissen nicht ohne Weiteres übertragbar.

Die Werte in Tab. 7 gelten unter der Annahme, dass die Nordsee einen Salzgehalt von 35 ‰ aufweist und für humide Verhältnisse eher ein Konzentrationsfaktor von 0.8 als 1.5 angenommen werden kann. Damit ergeben sich gemäß (1) und (3) für den Bodensättigungsextrakt  $EC_e$  elektrische Leitfähigkeiten in Höhe von 44 mS/cm (Nordsee) bzw. 18 mS/cm (Ostsee).

Tabelle 7: Elektrische Leitfähigkeiten bei unterschiedlichen Konzentrationsfaktoren.

Konzentrationsfaktoren	Leitfähigkeiten (mS/cm)	Nordsee mit 35 ‰ Salzgehalt	Ostsee mit 15 ‰ Salzgehalt
	$EC_w$	55	23
1.5	$EC_e$	83	36
0.8	$EC_e$	44	18

### 3.9 Natrium-Adsorptionswert (SAR)

Die Sodium-Adsorption-Ratio (SAR) ist ein dimensionsloses Maß für die Gefährdung von Pflanzen durch eine hohe Na-Sättigung an den Austauschern (v. a. Tonminerale) im Boden. Über die Ermittlung des SAR wird der Natrium-Anteil im Bewässerungswasser bzw. in der Bodenlösung des Bodensättigungsextraktes im Verhältnis zu den Ca- und Mg-Ionen berücksichtigt, welcher eng mit der Na-Sättigung in den Böden korreliert. Zunehmende Na-Sättigung führt zu steigenden Gefügeproblemen und verringerten Infiltrationsraten besonders in feinkörnigen, schlecht entwässerbaren Böden (Verschlammung, Verkrustung, Luftabschluss, Sauerstoffarmut, Dichtlagerung, erschwertes Pflanzenwachstum). Der SAR-Wert dient zudem der Klassifizierung von Bewässerungswasser (Withers et al. (1978), Achtnich (1980), Lecher et al. (2001)). Mit steigendem SAR nimmt die Gefahr der direkten Pflanzenschädigung infolge des Erreichens kulturartenspezifischer toxischer Natrium-Konzentrationen wie z. B. bei besonders gegenüber Natrium empfindlichen Pflanzen wie Steinobst zu (Richards 1954).

Zusammen mit der Angabe zur elektrischen Leitfähigkeit des Bewässerungswassers  $EC_w$  erlaubt der SAR-Wert eine Aussage hinsichtlich der Qualität des Bewässerungswassers und zur möglichen Schadenswirkung auf den jeweiligen Boden und damit auf den Pflanzenbestand.

Bei gleicher elektrischer Leitfähigkeit des Bewässerungswassers  $EC_w$  führt ein steigender SAR zu einer zunehmenden Hemmung der Infiltrationsrate. Dagegen führt eine zunehmende elektrische Leitfähigkeit des Bewässerungswassers  $EC_w$  bei gleichem SAR zu einer Abnahme der Infiltrationsprobleme (FAO 1985).

Meerwasser würde einen SAR von  $\sim 58$  sowie eine  $EC_w$  von  $\sim 50$  mS/cm bzw.  $50.000 \mu\text{S}/\text{cm}$  aufweisen. Ein Überstau landwirtschaftlich genutzter Flächen mit Meerwasser hätte besonders auf tonreichen Standorten entsprechend negative Konsequenzen hinsichtlich des Bodengefüges. Zudem wären sämtliche Standorte von der direkten Pflanzenschädigung durch Natrium betroffen.

### 3.10 Kulturartenspezifische Salztoleranz von Feldfrüchten

In Abb. 1 ist für aride Verhältnisse (Konzentrationsfaktor 1.5) die relative Ertragswirksamkeit in Abhängigkeit vom Salzgehalt im Beregnungswasser ( $EC_w$ ) bzw. im Bodensättigungsextrakt ( $EC_e$ ) bei unterschiedlich stark ausgeprägter Salztoleranz verschiedener Pflanzen dargestellt. Die Darstellung zeigt, dass salzeempfindliche Kulturen wie Gartenbohnen, Zwiebeln und Äpfel schon bei einer  $EC_w$  von  $\sim 3$  mS/cm Ertragsrückgänge von  $\sim 50$  % aufweisen, während bei salztoleranten Kulturen wie Gerste, Spargel und Zuckerrüben erst bei einer  $EC_w$  von  $\sim 14$  mS/cm ein Ertragsrückgang von 50 % zu beobachten ist (FAO 1985).

Ein Überstau mit Nord- bzw. Ostseewasser mit einer  $EC_w$  von  $\sim 55$  mS/cm bzw.  $\sim 23$  mS/cm hätte entsprechend drastische Auswirkungen auf die Erträge landwirtschaftlicher Kulturen.

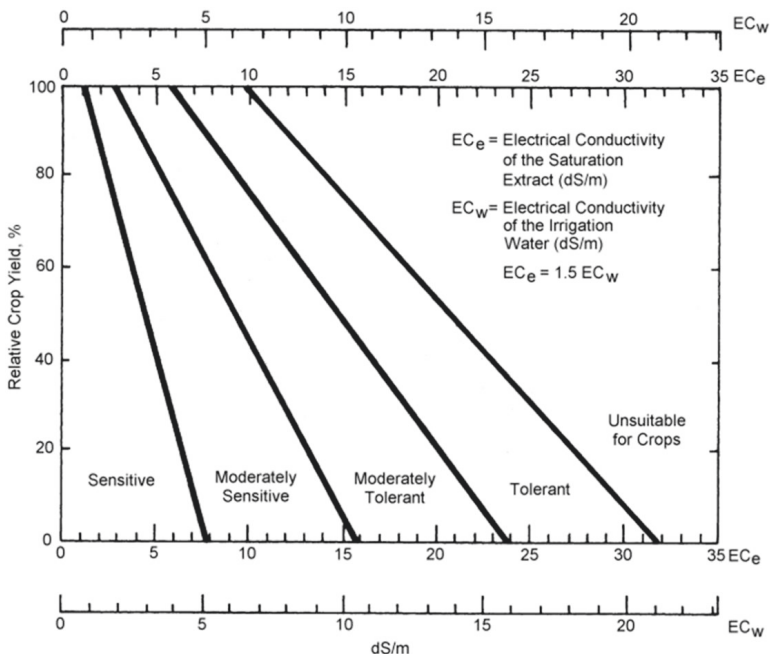


Abbildung 1: Salzgehalte und Ertragswirksamkeit in Abhängigkeit von der Salztoleranz der Pflanzen (FAO 1985).

In Tab. 8 ist der kulturartenspezifische Non-Effect-Level bezogen auf die elektrische Leitfähigkeit des Bodensättigungsextraktes  $EC_e$  sowie das Ausmaß des Ertragsabfalles

nach Überschreiten des Non-Effect-Levels dargestellt (aride Verhältnisse, Konzentrationsfaktor 1.5). Während Gerste und Roggen erst ab einer ECe von 8 bzw. 11.4 mS/cm mit Ertragsrückgängen reagieren, zeigen Kartoffeln und Mais schon bei ECe-Werten von 1.7 bzw. 1.8 mS/cm Ertragsabfälle.

Zusätzlich zum Non-Effect-Level ist das Ausmaß des Ertragsabfalles bei Überschreiten des Schwellenwertes aufgeführt: Während z. B. Gerste nach Überschreiten des Schwellenwertes bei jeder weiteren Zunahme des ECe um 1 mS/cm mit einem Ertragsabfall in Höhe von 5 % reagiert, zeigt Roggen eine sehr viel stärkere Sensitivität, indem bei Roggen mit Zunahme des ECe um 1 mS/cm ein Ertragsrückgang in Höhe von 10.8 % zu verzeichnen ist (Maas 1993, Hillel 2000, FAO 2002).

Tabelle 8: Schwellenwerte und Ertragswirksamkeit (Maas 1993, Hillel 2000, FAO 2002).

Kultur	Relative Salztoleranz diverser Kulturen	
	Ertragswirksamer Schwellenwert (ECe in mS/cm)	Ertragsabfall ab Schwellenwert (in % per mS/cm)
Mais	1,8	7,4
Raps	11,0	13,0
Roggen	11,4	10,8
Weizen	6,0	7,1
Zuckerrübe	7,0	5,9
Wiesenrotklee	1,5	12,0
Wiesenfuchsschwanz	1,5	9,6
Weißklee	1,5	12,0
Kartoffel	1,7	12,0
Gerste	8,0	5,0
Deutsches Weidelgras	5,6	7,6

Zu beachten ist, dass die Salztoleranz in Abhängigkeit vom Entwicklungsstadium der jeweiligen Kultur während einer Vegetationsperiode starken Schwankungen unterliegen kann (Tab. 9).

Tabelle 9: Relative Salztoleranz während des Auflaufens (Hillel 2000, FAO 1985)

Kultur	50 % Ausfall beim Auflaufen (ECe in mS/cm)
Gartenbohne	8
Zuckerrübe *	6–12.5
Luzerne	8.2–13.4
Kopfkohl	13
Weizen **	14–16
Gerste **	16–24
Körnermais	21–24

\* In den Stadien der Keimung und des Auflaufens sehr sensibel. ECe sollte 3 mS/cm nicht überschreiten (HILLEL 2000; FAO 1985):

\*\* In den Stadien der Keimung und des Auflaufens sehr sensibel. ECe sollte 4-5 mS/cm nicht überschreiten (FAO 1985):

### 3.11 Austauschhäufigkeit des Bodenprofils

Die Standortfaktoren Boden und Klima beeinflussen in starkem Maße die Ertragswirksamkeit einer Überflutung mit Salzwasser auf landwirtschaftliche Kulturen. Der Zeitraum bis zur Wiederherstellung der ursprünglichen Ertragsfähigkeit betroffener Standorte hängt außer vom Sorptionsvermögen des Bodens gegenüber Salzen wie hauptsächlich Natrium (Kationenaustauscherkapazität) besonders von der Menge und Verlagerungsgeschwindigkeit des Sickerwassers ab.

Es bietet sich an, analog der in der DIN 19732 dargestellten Methode zur Bestimmung des standörtlichen Verlagerungspotentials von nichtsorbierbaren Stoffen bei Salzwasserüberstau, in einer groben Annäherung ähnlich zu verfahren. Während die DIN 19732 z. B. zur Ermittlung der Auswaschungsgefährdung von nichtsorbierbarem Nitrat im Rahmen des Trinkwasserschutzes Verwendung findet, gilt es zu beachten, dass im Falle des Salzwasserüberstaus besonders das sorbierbare Natrium-Kation im Fokus steht. Das Ausmaß der  $\text{Na}^+$ -Sorption eines Bodens ist primär von den Tongehalten sowie von der Art der Tonmineralien abhängig (Kuntze et al. 1988, Scheffer und Schachtschabel 2010). Mit zunehmenden Tongehalten sowie mit zunehmendem Anteil von Dreischicht-Tonmineralen (Illite, Glaukonite, Smectite, Vermiculite) gegenüber Zweischicht-Tonmineralen (Kaolinite, Halloysite) steigt das Na-Sorptionsvermögen eines Bodens an. Neben den Tongehalten beeinflusst der Gehalt der Böden an organischer Substanz die Fähigkeit zur Kationenadsorption, allerdings ist die Fähigkeit der organischen Substanz zur Kationenadsorption stark pH-abhängig. Mit abnehmenden pH-Werten und zunehmendem Anteil von Protonen in der Bodenlösung sinkt die Kationenaustauschkapazität.

Im Gegensatz zu den tonarmen und sauren Sand-/Moorstandorten der Geest sind die Böden der tonreichen und weniger sauren (z. T. alkalischen) Marschen durch ein hohes Na-Sorptionsvermögen gekennzeichnet. Somit ist die Anwendung der Methode zur Abschätzung der Entsalzungsdauer für Marschböden mit einem höheren Fehler versehen als dieses bei den sandigen Geestböden der Fall ist.

Die Austauschhäufigkeit  $\eta_S$  beschreibt, wie häufig das Sickerwasser  $SR$  innerhalb eines Jahres den Wasservorrat des durchwurzelten Bodens  $FKW_e$  austauscht (Formel 6)

$$\eta_S = \frac{SR}{FKW_e} \quad (6)$$

 $\eta_s$ : Austauschhäufigkeit [1/a]

SR: Sickerwasserrate [mm/a]

FKWe: Feldkapazität im effektiven Wurzelraum [mm]

Die Feldkapazität  $FK$  stellt den Gehalt an Bodenwasser in Volumen-Prozent dar, den ein Boden maximal gegen die Schwerkraft speichern kann. Diese Bindung erfolgt in Poren mit einem Äquivalentdurchmesser von  $\leq 50 \mu\text{m}$  oder bei einer Saugspannung von  $pF \geq 1.8$  (Ad-Hoc Arbeitsgruppe Boden 2005). Üblicherweise erreicht ein Boden seine Feldkapazität zwei bis drei Tage nach erfolgter voller Wasseraufsättigung (DIN 19732). Mit dem effektiven Wurzelraum  $W_e$  wird die rechnerisch bestimmte Mächtigkeit einer von Bodenart und Trockenrohdichte abhängigen Bodenzone beschrieben, die vom Wurzelsystem der Pflanzen ausgeschöpft werden kann (Ad-Hoc Arbeitsgruppe Boden 2005).

Die  $W_e$  ist nicht identisch mit der Durchwurzelungstiefe. Die Methoden zur Ermittlung der Sickerwasserrate und Feldkapazität sowie deren Kennwerte für verschiedene Standortbedingungen sind in LBEG (2011) beschrieben.

Tabelle 10: Bewertung der Austauschhäufigkeit (DIN 19732).

Austausch- häufigkeit (1/a)	< 0.7	0.7–1.0	> 1.0–1.5	> 1.5–2.5	> 2.5
Bewertung	sehr gering	gering	mittel	groß	sehr groß
Klasse	1	2	3	4	5

Die Austauschhäufigkeit steigt mit zunehmender Sickerwasserrate und mit sinkender Feldkapazität im Wurzelraum. Die Bewertung der Austauschhäufigkeit ist Tab. 10 zu entnehmen.

Nach Aussage des LBEG (schriftliche Mitteilung von Dr. Schäfer vom 07.06.2012) kann davon ausgegangen werden, dass bei einer Austauschhäufigkeit von 200 % der Wurzelraum innerhalb eines Jahres entsalzen ist. Beträgt die Austauschhäufigkeit eines Standortes dagegen lediglich 100 %, würden zwei Jahre für eine vollständige Entsalzung erforderlich sein.

### 3.12 Gesamtdarstellung der Einflussgrößen auf Ertragsverluste durch Salzwasserüberstau

Die folgende Zusammenfassung stellt die möglichen Faktoren dar, die auf die Höhe von Ertragsausfällen einen maßgeblichen Einfluss ausüben können:

- Salzgehalt des Wassers und der Bodenlösung (Gesamtsalzgehalt, Natrium-, Chloridgehalte, elektrische Leitfähigkeit, SAR-Wert, Magnesiumzustand)
- Höhe und Verteilung der Niederschläge (Auswaschungsgeschwindigkeit)
- Temperaturverlauf besonders während der Vegetationsperiode (Evapotranspiration, kapillare Nachlieferung salzhaltigen Wassers)
- Zustand/Leistung der Entwässerungssysteme (Gruppen, Dräne, Vorfluter, Schöpfwerke). Beispiel Drainung: „Nur direkt über dem Drainkanal (9 ‰ NaCl) war der Raps zur Blüte gekommen. Daneben (30 ‰ NaCl) kamen nur Halophyten durch.“ (Wohlenberg 1964)
- Verdünnung über Flussläufe (s. a. Sturmflut 1962 im Bereich Elbe, Oste, Weser)
- Zeitpunkt und Dauer des Überstaus (Vegetationsstadium der Kulturen)
- Vorsättigung des Bodens (Eindringwiderstand, Verdünnung)
- Kationenaustauscherkapazität des Bodens (Bodenart, pH-Wert, Ionen-Belegung, Na-Sättigung) → Aggregatstabilität, Austauschervermögen
- Versorgungsgrad des Bodens mit Hauptnährelementen (z. B. Kalium) und Kalkversorgung (pH)
- Ernährungszustand der Kultur (bes. Ca, K, N), z. B. erhöhen hohe K-Gehalte in der Pflanze deren Salztoleranz (Schleiff 1974a, 1974b)
- Bearbeitungszustand des Bodens vor Überflutung (unbearbeitet, Pflugbrache, bestellt)
- Strukturstabilität des Bodens vor Überstau (stabiles Krümelgefüge, Kohärentgefüge, Einzelkorngefüge)



- Tiefe des Grundwasserspiegels (Abfuhr salzhaltigen Wassers, Aufstieg Süßwasser)
- Kapillarität des Bodens (Wiederaufstieg salzhaltigen Wassers, Aufstieg Süßwasser)

## 4 Vorgehensweise zur Ermittlung potentieller Schäden auf landwirtschaftlichen Flächen

### 4.1 Methode

Über die Feldblöcke<sup>1</sup> des landwirtschaftlichen Flächenkatasters werden die tatsächlich landwirtschaftlich genutzten Flächen in den jeweiligen Projektgebieten lokalisiert. Hinsichtlich der Fruchtartenverteilung (z. B. Winterweizen, Winterraps, Weiden etc.) standen für Schleswig-Holstein lediglich Angaben zu den Kulturartenanteilen in den einzelnen Feldblöcken zur Verfügung. Bei mehreren Fruchtarten innerhalb eines Feldblockes (= Regelfall) war eine geografische Zuordnung der Kulturen innerhalb eines Feldblockes daher nicht möglich. Es werden in den schleswig-holsteinischen Gebieten für die einzelnen Kulturen die Schadenspotentiale ermittelt und auf Feldblockebene die nach Grünland und Ackernutzung flächengewichteten Durchschnittswerte berechnet.

Im Gegensatz zu Schleswig-Holstein lagen für Niedersachsen die sogenannten Schlagskizzen zu den Feldblöcken aus dem GAP-Antragsverfahren vor, die jeder Empfänger von Direktzahlungen seinem Antrag auf Prämienzahlungen beizufügen hat. In den Schlagskizzen sind für das jeweilige Anbaujahr die landwirtschaftliche Kultur sowie die Flächengröße hinterlegt. Zudem sind die Schlagskizzen geografisch verortet. Somit sind die jeweiligen Kulturen auch innerhalb eines Feldblockes lokalisierbar. Dieser Umstand ermöglicht für den niedersächsischen Betrachtungsraum eine detailliertere Darstellung auf Schlagebene. Da die Schlagskizzen von den Antragstellern (Landwirten) digitalisiert werden, ergeben sich in Einzelfällen gewisse Ungenauigkeiten hinsichtlich ihrer geografischen Lage.

Anhand der bodenkundlichen Informationen in den Bodenkarten zu Bodentypen, zu Bodenartenschichtungen im Profil sowie zum Ausgangssubstrat werden Standortklassen annähernd vergleichbarer Ertragsbedingungen definiert (Ertragsklassen „hoch“ bzw. „niedrig“). Das Ergebnis dieser Klassenbildung ist der folgenden Darstellung zu entnehmen:

Projektgebiet Norden mit den Standortklassen:

- Marsch (Kalk-, Klei-, Knick-, Organo-, Rohmarschen)/Ertragsklasse „hoch“,
- Marsch/Moor (Erd-Niedermoor mit marinen Sedimenten in der Profilaufolge, Niedermoor mit Knickmarschauflage, Klei- und Knickmarschen unterlagert von Niedermoor bzw. von Hochmoor)/Ertragsklasse „hoch“,
- Geest bzw. Sande (Podsole, Braunerden, Pseudogleye, Gleye, Plaggenesche, Treppsole aus Niedermoor über Gley bzw. aus Hochmoor über Gley)/Ertragsklasse „niedrig“,
- Geest/Moor (Erd-Hochmoore, Erd-Niedermoor, Gleye mit Erd-Niedermoorauflage, Gley-Podsole mit Erd-Hochmoorauflage, Podsol-Gleye mit Erd-Hochmoorauflage, Hochmoore mit Deckkulturbodenauflage)/Ertragsklasse „niedrig“.

<sup>1</sup> Der Feldblock wurde als Teil des digitalen landwirtschaftlichen Flächenkatasters als neues System zur Flächenidentifizierung in mehreren Bundesländern Deutschlands im Zuge der EU-Agrarreform 2005/2006 eingeführt. Er umfasst eine oder mehrere landwirtschaftlich genutzte Schläge.



Projektgebiet Pellworm mit den Standortklassen:

- Kalkmarsch/Ertragsklasse „hoch“,
- Klei- und Dwogmarsch/Ertragsklasse „hoch“,
- Knick- und Dwogmarsch/Ertragsklasse „hoch“.

Über die Verschneidung der Fruchtartenverteilung mit den Standortklassen im GIS erfolgte die Ermittlung der Anbauverhältnisse in den jeweiligen Standortklassen. Da die Grenzen der landwirtschaftlichen Nutzungseinheiten wie Schlagskizzen (Niedersachsen) oder Feldblöcke (Schleswig-Holstein) im Regelfall nicht mit den bodentypologischen Grenzen deckungsgleich sind (z. B. wenn ein Feldblock mehrere Bodentypen enthält), wurde der landwirtschaftlichen Nutzungseinheit über GIS-Methoden der Bodentyp zugeordnet, der den größten Flächenanteil im Feldblock bzw. in der Schlagskizze aufgewiesen hat.

Anschließend wurde unter Annahme definierter Szenarien anhand der Anbauverhältnisse in den jeweiligen Standortklassen eine monetäre Bewertung angenommener Ertragsausfälle durchgeführt.

## 4.2 Projektgebiet Norden

Das Projektgebiet Norden (Abb. 2) umfasst ~37.750 ha landwirtschaftlich genutzte Fläche, die zu annähernd 70 % von Marschstandorten geprägt ist (Tab. 11). Bei den Marschböden dominieren die Kalk-, Klei- und Knickmarschen (Standortklasse Marsch, Ertragsklasse „hoch“) aus marin-brackischen Sedimenten mit wechselnden Ton- und Schluffanteilen, die zu kleineren Anteilen von Niedermooren unterlagert sein können (Standortklasse Marsch/Moor, Ertragsklasse „hoch“). Die verbleibenden ~30 % der landwirtschaftlich genutzten Fläche sind den leichteren, wasserzügigeren Geeststandorten zuzurechnen, die sich vorwiegend aus vom Grundwasser beeinflussten Gley-Podsolen aus fluviatilen Sanden mit z. T. anthropogener Überprägung (Plaggenesche) zusammensetzen (Standortklasse Geest, Ertragsklasse „niedrig“). Neben dem Podsol mit seinen Subtypen aus fluviatilen Sanden, Flugsanden und Geschiebedecksanden sind ebenfalls Gleye und Pseudogleye mit ihren Subtypen vertreten (Standortklasse Geest, Ertragsklasse „niedrig“).

Bei den von Stauwasser beeinflussten Böden sind oftmals Flugsandlagen von Geschiebelehm oder Lauenburger Tonen unterlagert. Zudem finden sich Tiefumbruchböden (Trepsole), die durch die tiefgreifende maschinelle Bodenbearbeitung des Tiefpflügens von vorwiegend Niedermooren über Gleyen aus Sanden entstanden sind (Standortklasse Geest, Ertragsklasse „niedrig“) und nach der Melioration und Entwässerung eine erhöhte Wasserdurchlässigkeit aufweisen als die ursprünglichen Moorstandorte.

Geringe Flächenumfänge nehmen die rein organischen Standorte (Erd-Niedermoore, Erd-Hochmoore) sowie die Grundwasser beeinflussten, mineralischen Standorte mit Torfaufagen ein (Standortklasse Geest/Moor, Ertragsklasse „niedrig“). Abb. 2 zeigt die Verbreitung der vier Standortklassen im Projektgebiet Norden. Die Verschneidung der Standortklassen mit den Schlagskizzen zur Nutzung über ein GIS führt zu den Anbauverhältnissen 2010 in den jeweiligen Standortklassen (Tab. 12).

Tabelle 11: Standortklassen und Bodentypen im Projektgebiet Norden.

Standortklassen (Ertragsklassen)	Bodentypen	Fläche LF (ha)
Marsch („hoch“)	Kalkmarsch	16.188
	Kleimarsch	5.448
	Knickmarsch	1.275
	Organomarsch	755
	Rohmarsch	151
Marsch/Moor („hoch“)	Knickmarsch unterlagert von Niedermoor	1.356
	Niedermoor mit Knickmarschauflage	347
	Kleimarsch unterlagert von Niedermoor	54
	Erd-Niedermoor mit marinen Sedimenten	48
	Kleimarsch unterlagert von Hochmoor	48
Geest („niedrig“)	Gley-Podsol	2.931
	Gley-Podsol mit Plaggenauflage	1.375
	Plaggenesch unterlagert von Podsol-Gley	839
	Pseudogley-Podsol	828
	Plaggenesch unterlagert von Pseudogley	730
	Podsol	691
	Tiefumbruchboden	620
	Pseudogley-Podsol mit Plaggenauflage	539
	Plaggenesch unterlagert von Pseudogley-Braunerde	460
	Gley	453
	Pseudogley-Gley	337
	Pseudogley	245
	Podsol-Gley	191
	Plaggenesch	127
	Plaggenesch unterlagert von Podsol	116
	Podsol-Pseudogley	99
	Plaggenesch unterlagert von Braunerde	87
	Gley-Pseudogley	79
	Plaggenesch unterlagert von Gley	75
	Gley-Regosol	18
Geest/Moor („niedrig“)	Podsol-Gley mit Erd-Hochmoorauflage	404
	Erd-Niedermoor/Erd-Hochmoor	275/242
	Gley-Podsol mit Erd-Hochmoorauflage	137
	Hochmoor mit Deckkulturbodenaufilage	129
	Gley mit Erd-Niedermoorauflage	36
	Gesamtfläche (LF):	37.732

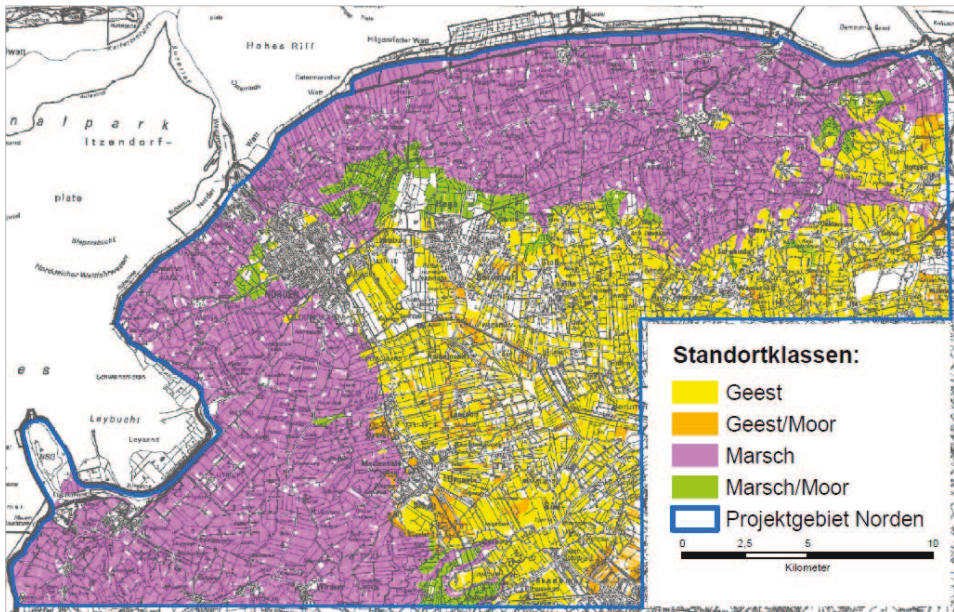


Abbildung 2: Verbreitung der Standortklassen im Projektgebiet Norden.

Tabelle 12: Anbauverhältnisse im Projektgebiet Norden.

Standortklassen	Grünland- anteil	Acker- anteil	Anbauverhältnis Acker (2010) SM = Silomais; FG = Feldgras
Projektgebiet Norden gesamt (~37.750 ha LF)	43 %	57 %	Wintergetreide (53 %) – SM (26 %) – Winterraps (8 %) – FG (6 %) – Sommergetreide (3 %)
Marsch (~23.800 ha LF)	39 %	61 %	Wintergetreide (66 %) – Winterraps (12 %) – SM (10 %) – Sommerge- treide (3 %) – FG (6 %)
Marsch/Moor (~1.850 ha LF)	62 %	38 %	Wintergetreide (42 %) – FG (28 %) – SM (25 %) – Winterraps (3 %) – Sommergetreide (2 %)
Geest (~10.800 ha LF)	50 %	50 %	SM (66 %) – Wintergetreide (23 %) – Sommergetreide (6 %) – FG (3 %)
Geest/Moor (~1.280 ha LF)	53 %	47 %	SM (61 %) – Wintergetreide (28 %) – Sommergetreide (4 %) – FG (4 %)

Die Darstellung in Tab. 12 zeigt tendenziell die Vorzüglichkeit der Standortklassen für bestimmte Früchte. Während z. B. der Silomaisanteil an der Ackernutzung im Geestbereich ~61–66 % beträgt, erreicht dieser in der Marsch lediglich 10 %. Analog fällt der Wintergetreideanteil an der Ackernutzung im Geestbereich auf ~23–28 %, während dieser in der Marsch auf 66 % ansteigt. Auch ist der Grünlandanteil an der landwirtschaftlichen Nutzfläche im Geestbereich mit ~50–53 % höher als auf den Marschstandorten mit

39 %. Nur die mit Niedermooren unterlagerten Marschstandorte weisen mit 62 % einen höheren Grünlandanteil auf. Dabei handelt es sich in der Regel um absolutes Grünland, das eine Ackernutzung unter dem Gesichtspunkt einer ordnungsgemäßen Landwirtschaft nicht zulässt.

Wie in Kap. 3.11 dargestellt, lässt sich über die Berechnung der Austauschhäufigkeit des Bodens die Zeitdauer für die Entsalzung näherungsweise abschätzen. Unter der Annahme, dass die Entsalzung nach zweimaliger Durchwaschung des Wurzelraumes mit dem Sickerwasser als abgeschlossen gilt, ergibt sich für das Projektgebiet Norden die Darstellung in Abb. 3.

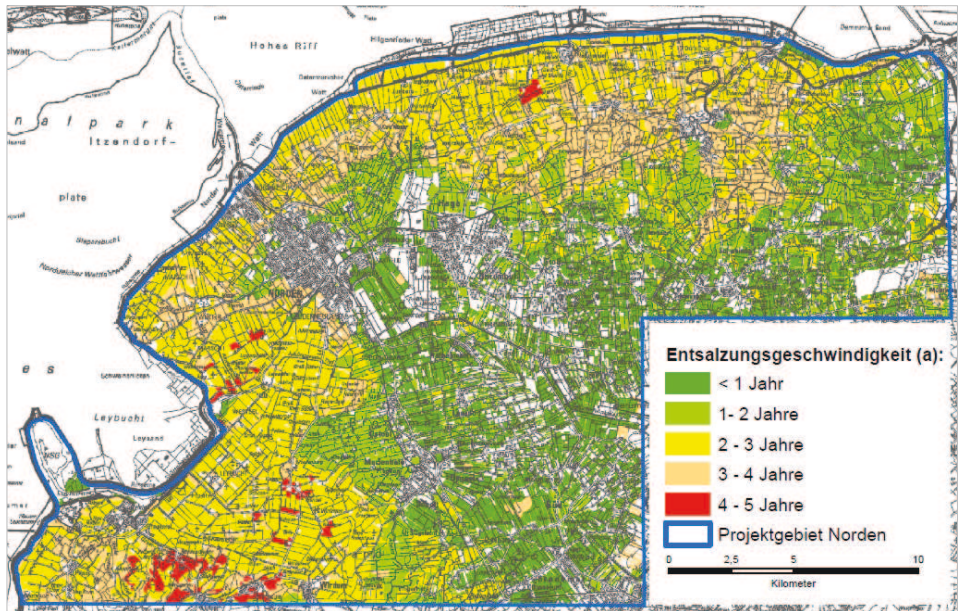


Abbildung 3: Entsalzungsgeschwindigkeit im Projektgebiet Norden.

Abb. 3 zeigt, dass im Bereich der Marschen (Standortklasse Marsch sowie Marsch/Moor) mit einer Entsalzungsgeschwindigkeit von zwei bis vier Jahren (z. T. ein bis zwei bzw. vier bis fünf Jahre) zu rechnen ist. Für die Geeststandorte (Standortklassen Geest sowie Geest/Moor) sind dagegen überwiegend Zeiträume von weniger als einem Jahr anzunehmen (z. T. ein bis zwei bzw. drei bis vier Jahre).

Die Klimatische Wasserbilanz (KWB) für den Festlandbereich des Projektgebietes Norden ist in Abb. 4 exemplarisch anhand der Klimadaten der Wetterstation Emden (1961–2011; DWD) dargestellt und weist tendenziell lediglich für die Monate April und Mai ein negatives Saldo von  $-3$  bzw.  $-8$  mm auf.

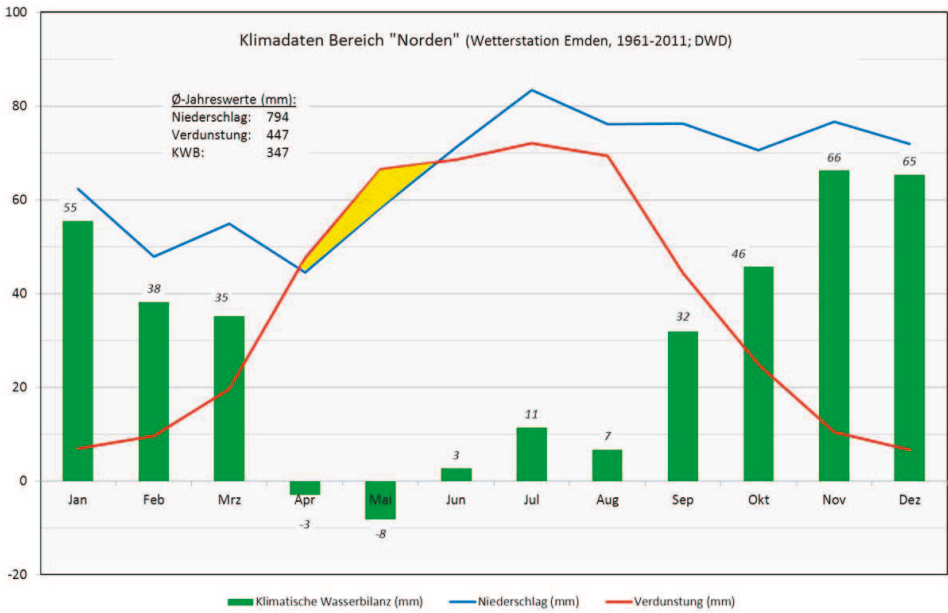


Abbildung 4: Klimatische Wasserbilanz „Norden“.

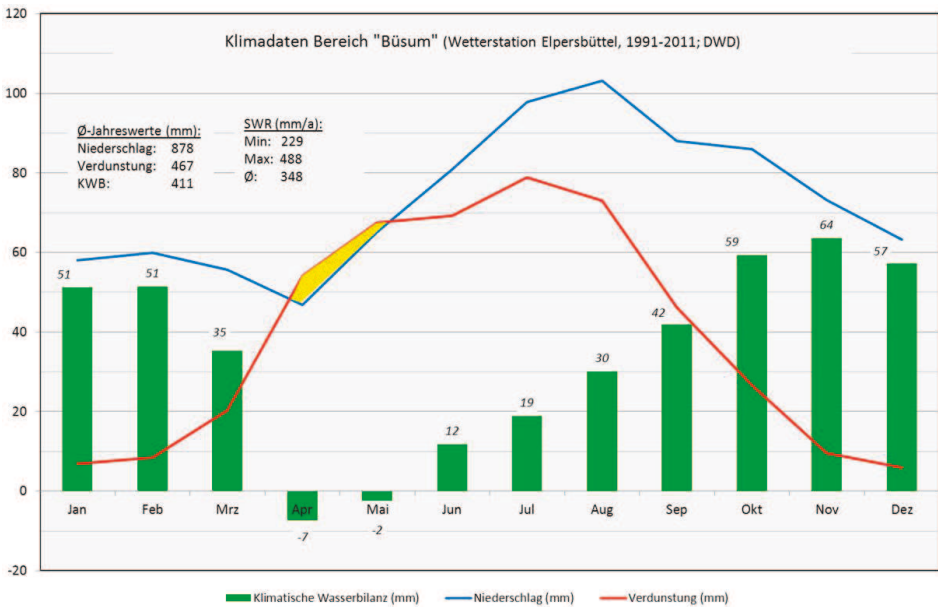


Abbildung 5: Klimatische Wasserbilanz „Büsum“.



4.3 Projektgebiet Pellworm

Das Projektgebiet Pellworm weist eine landwirtschaftlich genutzte Fläche von ~2.700 ha auf, die ohne Ausnahme den Marschen und damit der Ertragsklasse „hoch“ für die Schadensermittlung zuzuordnen ist. Eine ertragliche Herabstufung der Knick- und Dwogmarschen wurde nicht vorgenommen.

Es dominieren die Klei- und Dwogmarschen aus schluffig-tonigen, marinen Sedimenten sowie die Knick- und Dwogmarschen aus tonigen, brackischen Ablagerungen. Kleinere Flächenanteile sind den Kalkmarschen aus schluffigen, marinen Sedimenten zuzuweisen (Tab. 13).

Tabelle 13: Bodentypen im Projektgebiet Pellworm.

Bodentypen/Ertragsklassen	Fläche LF (ha)
Klei-, Dwogmarsch/„hoch“	1.934
Knick-, Dwogmarsch/„hoch“	549
Kalkmarsch/„hoch“	220
Gesamtfläche (LF):	2.703

Der Abb. 6 ist die Verbreitung der Bodentypen im Projektgebiet Pellworm zu entnehmen.

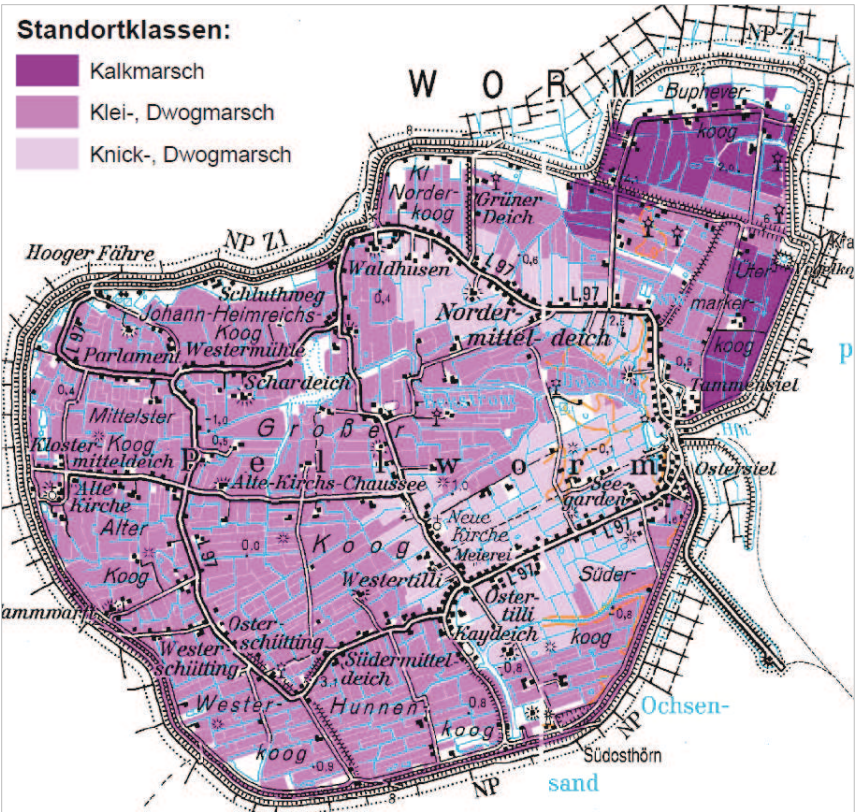


Abbildung 6: Verbreitung der Bodentypen im Projektgebiet Pellworm.

Tab. 14 zeigt die Vorzüglichkeit der Bodentypen für entsprechende Fruchtarten. Die wesentlich schlechteren Standorte wie die Dwog- und Knickmarschen weisen im Vergleich zu den erheblich besseren Standorten der Kalkmarsch einen höheren Grünlandanteil auf (55 zu 28 %). Gleichzeitig liegt der Anteil des Getreideanbaus an der Ackerfläche im Bereich der Kalkmarsch mit ~70 % über den entsprechenden Anteil im Bereich der Klei-, Knick- und Dwogmarschen (42–44 % Getreideanbau). Zudem ist der Anteil an Feldgras- sowie Klee- und Klee grasbeständen im Bereich der Klei-, Knick- und Dwogmarschen mit 27–41 % deutlich höher als auf den Kalkmarschstandorten (10 %).

Tabelle 14: Anbauverhältnisse im Projektgebiet Pellworm.

Bodentypen	Grünlandanteil	Ackeranteil	Anbauverhältnis Acker (2011)
Projektgebiet Pellworm gesamt (~2.700 ha LF)	47 %	53 %	Wintergetreide (43 %) – Mais (22 %) – FG* (14 %) – Klee, Klee gras (13 %) – Sommergetreide (11 %) – Raps (4 %)
Kalkmarsch (~220 ha LF)	28 %	72 %	Wintergetreide (53 %) – Sommergetreide (17 %) – Silomais (16 %) – Klee, Klee gras (10 %) – Leguminosen (3 %)
Klei-, Dwogmarsch (~1.930 ha LF)	48 %	52 %	Wintergetreide (32 %) – Mais (25 %) – FG (16 %) – Klee, Klee gras (11 %) – Sommergetreide (10 %) – Raps (5 %)
Knick-, Dwogmarsch (~550 ha LF)	55 %	45 %	Wintergetreide (29 %) – Klee, Klee gras (25 %) – FG (16 %) – Sommergetreide (15 %) – Mais (12 %) – Leguminosen (2 %)

\*FG: Feldgras

Die Entsalzungsgeschwindigkeiten im Projektgebiet Pellworm liegen vorwiegend im Bereich von zwei bis drei Jahren. Kleinere Flächenanteile weisen Zeiträume von ein bis zwei bzw. drei bis vier Jahren auf (Abb. 7). Hinsichtlich der KWB ist stellvertretend auf die Darstellung in Abb. 5 (Büsum) zu verweisen.

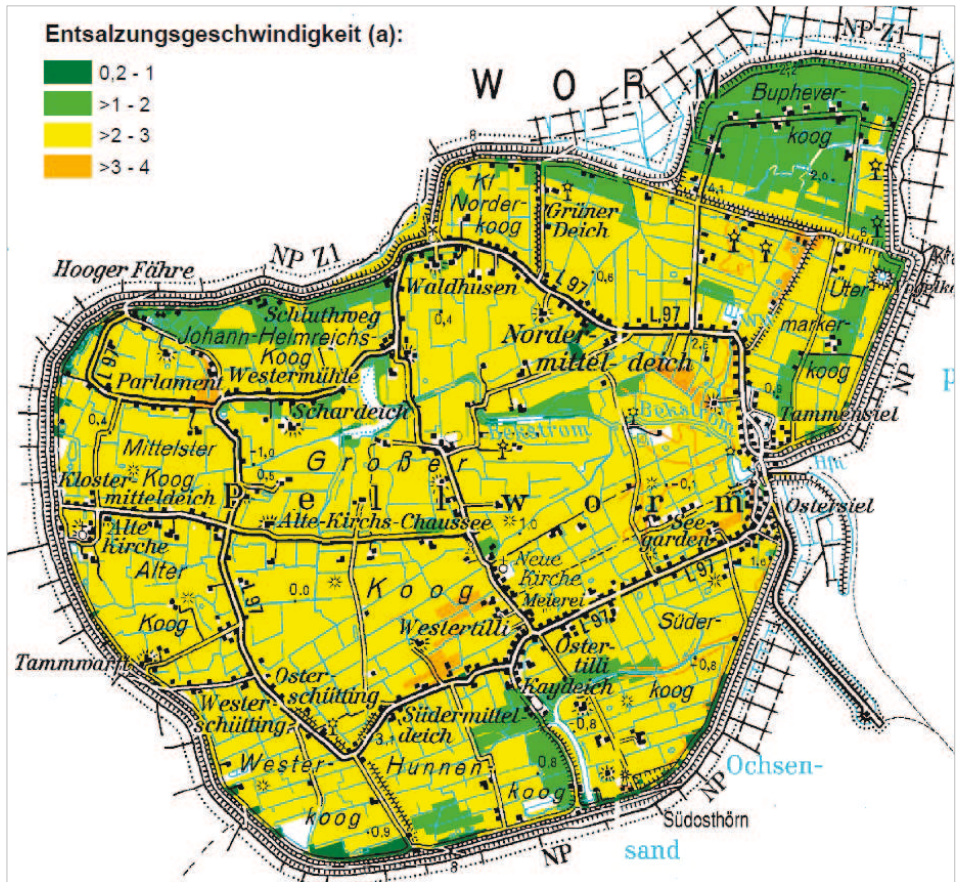


Abbildung 7: Entsalzungsgeschwindigkeit im Projektgebiet Pellworm.

#### 4.4 Szenario-Annahmen für die Überflutung landwirtschaftlicher Flächen mit Salzwasser

Während Hochwasser-Ereignisse infolge der Überschwemmung mit Süßwasser sich während des gesamten Jahres ereignen und somit auch Bestände abreifender Kulturen betroffen sein können, ist die Überflutung mit Salzwasser während einer Sturmflut für die Monate November bis Februar anzunehmen. In diesem Zeitraum befinden sich die landwirtschaftlichen Kulturen in einem frühen Entwicklungsstadium (Wintergetreide, Winterraps) sowie überwiegend in der Winterruhe. Etliche Früchte wurden vorher geerntet (Raps, Sommer- und Wintergetreide, Ackergras, Mais, Kartoffeln, Zuckerrüben) und das Grünland erfuhr seine letzte Nutzung im Jahr durch Beweidung oder Schnitt. Weiterhin tragen während dieser Monate viele Ackerflächen Zwischenfrüchte wie Ackersenf, Ölrettich oder Winterrüben lediglich zur Gründüngung oder liegen brach. Der überwiegende Teil der Kulturmaßnahmen und damit die betrieblichen Ausgaben sind noch nicht getätigt und stehen erst nach Februar an (z. B. Düngung und Pflanzenschutz sowie die Bestellung der Sommerkulturen). Im Allgemeinen unterschreitet die monetäre Schadens-



höhe bei einem Überflutungsereignis im November bis Februar den Schaden, der bei einer Überschwemmung im Hochsommer zu beklagen wäre, da sich zu diesem Zeitpunkt viele Kulturen in der Abreife befinden und der überwiegende Teil betrieblicher Ausgaben bereits getätigt worden ist.

Bei der Berechnung der Schäden für die landwirtschaftliche Bodennutzung wurden folgende Aspekte berücksichtigt:

- ein durchschnittliches Ertragsniveau der jeweiligen Kulturen differenziert nach relativer Standortgüte (Ertragsklasse „hoch“ bzw. Ertragsklasse „niedrig“), da höhere Ertragspotentiale zu größeren Schadensauswirkungen führen (z. B. Marsch- und Geeststandorte),
- der durchschnittliche Verkaufspreis für die jeweiligen Ernteprodukte, berechnet aus den Erntejahren 2009, 2010 sowie 2011,
- die durchschnittlichen Ausgaben für Mineraldünger, Pflanzenschutz sowie variablen Maschinenkosten für die jeweiligen Früchte, berechnet aus den Erntejahren 2009, 2010 sowie 2011,
- die durchschnittlichen Deckungsbeiträge für die jeweiligen Kulturen, berechnet auf Basis der Richtwert-Deckungsbeiträge der Landwirtschaftskammer Niedersachsen aus den Erntejahren 2009, 2010 sowie 2011 (Landwirtschaftskammer Niedersachsen 2010, 2011, 2012)
- Einsparung von Betriebsaufwendungen und Arbeitszeit durch nicht erfolgte Weiternutzung (z. B. nicht erfolgte Düngung, Pflanzenschutzmaßnahmen, maschinelle Bearbeitungsgänge),
- Aufwendungen für Grasneuansaat bei Grünland und Ackergrasnutzung (Neuanfaat mit Umbruch auf 50 % der Flächen),
- Aufwendungen für Meliorationsmaßnahmen (Arbeitszeit, Gipsdüngung auf ackergenutzte Marschstandorte mit 15 dt/ha bzw. Superphosphatdüngung auf den übrigen Flächen mit 7.5 dt/ha, Ausbringungskosten, Grabenreinigung, Spülung der Drainsysteme, Bodenuntersuchungen auf Salzgehalte und pH-Wert sowie auf Grundnährstoffe wie Phosphat, Kalium und Magnesium),
- Ertragsausfall durch Mindererträge bei den jeweiligen Kulturen (100 % im Szenario 1 auf allen Flächen sowie zusätzlich 25 % im Szenario 2 auf den weniger wasser-durchlässigen Standorten wie den Marschen oder Parabraunerden aus Geschiebelehm).

Grundlage der betriebswirtschaftlichen Daten sind eigene Erhebungen der Landwirtschaftskammer von Markt- und Preisstatistiken sowie Daten des Kuratoriums für Technik und Bauwesen in der Landwirtschaft für die Herleitung des Arbeitszeitbedarfes und der Maschinenkosten (KTBL 2012). Eine Durchschnittsbetrachtung der letzten drei Erntejahre soll Marktschwankungen ausgleichen und ein aussagekräftiges Ergebnis liefern im Gegensatz zu einer isolierten Betrachtung über nur ein Vegetationsjahr. Zusätzlich anfallende Arbeiten werden mit Vollkostenansätzen (variable Maschinenkosten und Ansatz für Abnutzung und Zinsansatz) bewertet. Es wird davon ausgegangen, dass der Betrieb seine Maschinen an der Abschreibungsschwelle nutzt. Darüber hinaus wird hier für die eingesetzte Arbeit ein Stundensatz von 17,50 € unterstellt.

Der Deckungsbeitrag ist eine in der Teilkostenrechnung etablierte Kennzahl. Er errechnet sich für jedes Produktionsverfahren als Differenz aus den in Geld gemessenen

Erträgen und den Aufwendungen für die variablen Produktionsfaktoren. Im Gegensatz zu einer Betrachtung auf Basis der direktkostenfreien Leistung werden hier auch die variablen Maschinenkosten sowie ein Zinsanspruch berücksichtigt.

Bei der Berechnung wird ein umsatzsteuerlich pauschalierender Betrieb unterstellt. Dieses entspricht der Mehrzahl der landwirtschaftlichen Betriebe.

Im Folgenden wird beispielhaft für die Schadensauswirkung an den landwirtschaftlichen Kulturen die Betroffenheit von Winterweizen auf Marsch- (Ertragsklasse „hoch“) und Geeststandorten (Ertragsklasse „niedrig“) abgebildet. Die betriebswirtschaftlichen Berechnungen wurden von Hilmar Gerdes, Landwirtschaftskammer Niedersachsen, durchgeführt.

Tabelle 15: Schadensberechnung Winterweizen (Szenario 1).

Positionen	Marschstandort, Ertragsklasse „hoch“ (90 dt/ha); €/ha	Geeststandort, Ertragsklasse „niedrig“ (70 dt/ha); €/ha
Verkaufserlös	1.690,28	1.326,56
eingesparte Düngemittel (80 %)	-366,77	-326,29
eingesparte Pflanzenschutzmittel (80 %)	-135,91	-97,07
eingesparte variable Maschinenkosten (45 %)	-102,22	-96,57
eingesparte Arbeitszeit (35 %)	-47,25	-44,10
Marsch: Gipsdüngemittel (15 dt/ha)	330,00	325,30
Geest: Superphosphat (7.5 dt/ha)		
Maschinenkosten „Düngerausbringung“	7,40	7,40
Grabenräumung, Drainagereinigung	50,00	50,00
Bodenuntersuchung (Salzgehalt und Nährstoffe)	60,28	60,28
Schaden im Szenario 1	1.485,81	1.205,51

In Tab. 15 ist die Herleitung des Schadens für Winterweizen im Jahr der Überflutung dargestellt. Im Mittel der Jahre 2009 bis 2011 wird ein durchschnittlicher Verkaufserlös von 1.690,28 €/ha (Marsch) bzw. 1.326,56 €/ha (Geest) angenommen. Durch die Überflutung wird dieser Verkaufserlös nicht erzielt und geht daher als Schaden in die Berechnung ein. Da der Zeitpunkt für die Überflutung während des Winters angenommen wird, werden bei der Bewirtschaftung die Aufwendungen für Dünge- und Pflanzenschutzmittel sowie für Maschinenkosten und Arbeitszeit eingespart. Die angegebene prozentuale Reduzierung bezieht sich auf den Gesamtaufwand für das Vegetationsjahr. Diese eingesparten Positionen werden schadensmindernd berücksichtigt.

Nach dem Überflutungsereignis ist für die Verbesserung der Bodenstruktur und der Pflanzenversorgung eine Gabe von 15 dt/ha Gipsdüngemittel (Marsch) bzw. 7.5 dt/ha Superphosphat (Geest) erforderlich. Die entsprechenden Kosten werden zusammen mit den dafür notwendigen Maschinenkosten ausgewiesen. Ebenso erfordert das Überflutungsereignis die Grabenräumung sowie das Spülen der Drainsysteme. Dafür werden pauschal 50 €/ha in Ansatz gebracht. Zusätzlich sind Bodenuntersuchungen auf Salzgehalte und Grundnährstoffe notwendig. Insgesamt ergibt sich im ersten Szenario für die Kultur Winterweizen ein Schaden im Überflutungsjahr von 1.485,81 €/ha (Marsch) bzw. 1.205,51 €/ha (Geest).

In Tab. 16 wird zusätzlich zum Schaden aus Szenario 1 noch ein weiterer Ertragsrückgang im Folgejahr von 25 % auf den weniger wasserdurchlässigen Marschstandorten für das zweite Szenario erwartet, sodass das Schadenspotential für die Marschstandorte auf 1.908,38 €/ha steigt. Für die durchlässigen Geeststandorte wird im Folgejahr kein Ertragsausfall für das zweite Szenario angenommen. Für die Geeststandorte sind die Schadenshöhen beider Szenarien daher identisch.

Tabelle 16: Schadensberechnung Winterweizen (Szenario 2).

	Marschstandort, Ertragsklasse „hoch“ (90 dt/ha); €/ha	Geeststandort, Ertragsklasse „niedrig“ (70 dt/ha); €/ha
Schaden im Szenario 1	1.485,81 €/ha	1.205,51 €/ha
25 % Minderertrag im Folgejahr	422,57 €/ha	kein Ertragsausfall
Schaden im Szenario 2	1.908,38 €/ha	1.205,51 €/ha (s. Szenario 1)

Diese Schadensberechnungen wurden für alle maßgeblichen Kulturen durchgeführt. Das Ergebnis dieser Berechnungen ist in Tab. 17 dargestellt.

Tabelle 17: Kulturspezifische Schadenshöhen.

Kultur	Ertragsklasse	kulturspezifische Schadenshöhe (€/ha)	
		Szenario 1	Szenario 2
Grünland (Mähweide, 2 Schnitte)	hoch (54 GJ NEL/ha)	887,19	1.118,13
	niedrig (51,5 GJ NEL/ha)	868,71	1.088,95
Ackergras (Mischung A1, 5 Schnitte)	hoch (100 GJ NEL/ha)	1.126,54	1.554,21
	niedrig (90 GJ NEL/ha)	950,22	1.335,12
Winterweizen	hoch (90 dt/ha)	1.485,81	1.908,38
	niedrig (70 dt/ha)	1.205,51	1.537,14
Wintergerste	hoch (90 dt/ha)	1.309,08	1.665,75
	niedrig (70 dt/ha)	1.035,04	1.312,46
Sommergerste	hoch (80 dt/ha)	923,79	1.263,63
	niedrig (60 dt/ha)	800,11	1.091,40
Winterraps	hoch (40 dt/ha)	1.378,00	1.768,47
	niedrig (30 dt/ha)	1.002,03	1.294,89
Silomais (Biogas)	hoch (550 dt/ha)	1.361,27	1.843,28
	niedrig (500 dt/ha)	1.216,15	1.654,34
Speisekartoffeln	hoch (500 dt/ha)	5.973,85	8.017,61
	niedrig (400 dt/ha)	4.558,54	6.193,55
Zuckerrüben	hoch (700 dt/ha)	1.593,76	2.291,40
	niedrig (550 dt/ha)	1.109,14	1.657,29
Ackerbohnen	hoch (50 dt/ha)	749,80	1.022,35
	niedrig (40 dt/ha)	564,51	785,34

Bei den Schadensermittlungen sind insbesondere die jährlich stark schwankenden Preise z. B. bei den Verkaufserlösen oder auch bei den Betriebsmitteln wie Dünge- und Pflanzenschutzmittel zu berücksichtigen. So bewegte sich der Verkaufserlös für Silomais (Geeststandort, Ertragsniveau 500 dt/ha) in den Jahren 2009 bis 2011 zwischen ~1.380 und ~2.130 €/ha. Der Deckungsbeitrag schwankte im gleichen Zeitraum sogar von ~360

bis ~1.200 €/ha. Noch drastischer fällt der Vergleich bei Winterweizen aus (Marschstandort, Ertragsniveau 90 dt/ha): Während sich die Verkaufserlöse in den Jahren 2009 bis 2011 zwischen ~1.220 und 2.050 €/ha bewegten, schwankte der Deckungsbeitrag im gleichen Zeitraum von ~120 bis ~1.090 €/ha.

Hinsichtlich der Überstaudauer wird ein Zeitraum von annähernd einer Woche angenommen. Die Überstaudauer kann in Abhängigkeit der örtlichen Situation beträchtlich variieren (topografische Lage, Überstauhöhe, Abfluss- und Entwässerungssituation, Zustand der Gräben, Vorhandensein und Funktion der Schöpfwerke, Zustand der Deiche, nachfolgende Hochwasserstände u. v. m.).

Der Salzgehalt des Überschwemmungswassers ist abhängig von der Region (Nordsee oder Ostsee) und wird stark vom Grad der Aussüßung im Hinterland beeinflusst (Vermischung mit z. B. Flusswasser). Für die Szenarien werden maximale Salzgehalte von ~35 ‰ (Nordsee) angesetzt. Diese entsprechen einer elektrischen Leitfähigkeit im Wasser (= EC<sub>w</sub>) von 55 mS/cm (Nordsee). Unter Berücksichtigung eines Konzentrationsfaktors von 0.8 nach Tab. 7 ergeben sich für die elektrische Leitfähigkeit im Bodensättigungsextrakt (= EC<sub>e</sub>) Werte in Höhe von 44 mS/cm (Nordsee) bzw. 18 mS/cm (Deutsche Ostseeküste).

Entscheidend für die Salzbefruchtung der Flächen und damit für den Strukturzerfall tonreicher Böden sowie für die Pflanzenschädigung ist neben Überstaudauer und Salzgehalt des Wassers die vertikale Eindringtiefe in das Bodenprofil. Eine Vorsättigung der Böden durch vorhergegangene Niederschläge, der Bearbeitungszustand der Krume (z. B. Maisstoppel oder Pflugfurche) und die bodenartige Profilschichtung (z. B. Tone oder Sande bzw. Marsch oder Geest) beeinflussen maßgeblich die Eindringtiefe. Ebenso sind die Höhe und Verteilung nachfolgender Niederschläge (Auswaschungsgeschwindigkeit) sowie das Ausmaß der Evapotranspiration (kapillarer Wiederaufstieg salzhaltigen Bodenswassers und Wiederversalzung) wichtige Einflussgrößen für das Ausmaß der Schädigung. Zu all den genannten Faktoren können keine differenzierten Annahmen getroffen werden. Ebenso wird nicht hinsichtlich der Schädigungseffekte unterschieden, obwohl die Schädigung der Kulturen primär durch den NaCl-Gehalt erfolgt. Der Sauerstoffmangel infolge Überstau ist lediglich als sekundärer Effekt zu werten, da sich die Kulturen zwischen November und Februar in einer relativ stoffwechsel-inaktiven Phase befinden (Winterruhe, nur begrenztes Wachstum).

#### **4.4.1 Szenario 1: Ertraglicher Totalausfall im ersten Jahr**

Grundsätzlich erstreckt sich der Betrachtungszeitraum für das erste Szenario lediglich über ein Jahr. Im zweiten Jahr werden keine Ertragsausfälle angenommen.

Für das Szenario 1 wird eine Schädigung aller Kulturen zu 100 % auf allen Flächen angesetzt (Totalausfall, keine Nutzung im ersten Jahr). Von den überfluteten Winterungen (Wintergetreide, Winterraps) können im ersten Jahr keine Ernten eingefahren werden. Das betroffene Ackergras sowie das Grünland lässt keine Schnittnutzung oder Beweidung zu und muss zu 50 % neu angesät werden. Eine Frühjahrsaussaat bzw. -bestellung von Sommerungen wie Sommergetreide, Mais, Kartoffeln, Rüben, Leguminosen und Gemüse ist nicht möglich. Der Anbau der Folgefrüchte kann im ersten Jahr frühestens erst im Spätsommer/Herbst (Winterraps, Wintergetreide) bzw. im nächsten Frühjahr des zweiten Jahres erfolgen (Sommergetreide, Mais, Kartoffeln, Rüben, Leguminosen und

Gemüse). Generell sind Bodenuntersuchungen (Grundnährstoffe, pH, Salzgehalte) sowie Meliorationsmaßnahmen erforderlich (Grabenräumung, Spülung der Drainsysteme, Düngung mit Gips bzw. Superphosphat).

#### 4.4.2 Szenario 2: Ertraglicher Totalausfall im ersten Jahr sowie Teilausfall im Folgejahr auf den undurchlässigeren Standorten

Für das zweite Szenario gelten die Bedingungen wie in Szenario 1. Allerdings erstreckt sich der Betrachtungszeitraum für das zweite Szenario über zwei Jahre. Erst im dritten Jahr treten keine Ertragsausfälle auf.

Zusätzlich wird angenommen, dass in Szenario 2 im Gegensatz zum ersten Szenario in allen Projektgebieten der Flächenanteil, der im zweiten Jahr für den Anbau von Sommergetreide vorgesehen war, im Herbst des ersten Jahres mit Wintergetreide bestellt wird (Substitution des Sommergetreides durch Wintergetreide).

Zudem werden im zweiten Szenario die unterschiedlichen Standortqualitäten hinsichtlich ihrer Entsalzungsgeschwindigkeit berücksichtigt. Zusätzlich zu den Totalausfällen in allen Kulturen auf allen Flächen im ersten Jahr (siehe Szenario 1) wird für die Marschstandorte der Projektgebiete Norden und Pellworm sowie für die Marsch/Moor-Standorte im Projektgebiet Norden angenommen. Dagegen gilt für die Geest- und Geest/Moor-Standorte im Projektgebiet Norden die Annahme, dass aufgrund der erhöhten Durchlässigkeit im zweiten Jahr keine Ertragsausfälle zu erwarten sind.

### 4.5 Projektgebiet Norden: Marschstandorte/Ertragsklasse „hoch“

#### 4.5.1 Szenario 1

Nachdem für jede Kultur die Berechnung der spezifischen Schadenshöhe in Abhängigkeit von der Ertragsgüte des Standortes und von dem Szenario durchgeführt wurde (Tab. 17), erfolgt entsprechend den standörtlichen Anbauverhältnissen eine Gewichtung der Schadenshöhe ackergenutzter Flächen (Tab. 18). Dieses führt zu einem durchschnittlichen Schaden auf Ackerflächen in Höhe von 1.380 €/ha. Die Schadenshöhe für Grünland entspricht dem Ergebnis aus Tab. 17 und beträgt 887 €/ha.

Tabelle 18: Nutzungsdifferenzierte Schadenshöhe (Norden, Marschstandorte, Ertragsklasse „hoch“, Szenario 1).

Kulturen	Anbauverhältnis (%)	Schadenshöhe Ackerkultur (€/ha)	gewichteter Schaden Ackernutzung (€/ha)
Wintergetreide (Winterweizen)	66	1.486	1.380
Winterraps	12	1.378	
Silomais	10	1.361	
Sommergetreide (Sommergerste)	3	924	
Ackergras	6	1.127	
Schadenshöhe Grünland (€/ha)			887

Mit Berücksichtigung des Grünland- und Ackeranteils erfolgt unter Verwendung der Schadenshöhen aus Tab. 18 die Ermittlung des durchschnittlichen Schadenspotentials für landwirtschaftlich genutzte Flächen am jeweiligen Standort (hier: 1.188 €/ha, siehe gewichteter Schaden Acker/Grünland; Tab. 19). Dessen Multiplikation mit der Fläche führt zum Gesamtschadenspotential in der jeweiligen Kulisse eines Projektgebietes (hier: ~28.3 Mio. €).

Tabelle 19: Durchschnittliche und Gesamtschadenshöhe (Norden, Marschstandorte, Ertragsklasse „hoch“, Szenario 1).

Acker-, Grünlandanteil (%)	61/39
gewichteter Schaden Acker/Grünland im Szenario 1 (€/ha)	1.188
Fläche (ha)	23.800
Gesamtschaden Szenario 1 (€)	28.262.704

### 4.5.2 Szenario 2

Zum Vergleich der Szenarien ist in Tab. 20 das Ergebnis der Berechnungen für das Szenario 2 dargestellt. Die Unterschiede resultieren aus der Annahme, dass zum Totalausfall im ersten Jahr zusätzlich noch 25 % Ertragsausfall im Folgejahr auf Marschstandorten auftreten. Zudem wurde Sommergerste durch Winterweizen substituiert.

Tabelle 20: Nutzungsdifferenzierte Schadenshöhe (Norden, Marschstandorte, Ertragsklasse „hoch“, Szenario 2).

Kulturen	Anbauverhältnis (%)	Schaden je Ackerkultur (€/ha)	gewichteter Schaden Acker-nutzung (€/ha)
Wintergetreide (Winterweizen)	69	1.908	1.809
Winterraps	12	1.768	
Silomais	10	1.843	
Sommergetreide (Sommergerste)	0	1.264	
Ackergras	6	1.554	
Schadenshöhe Grünland (€/ha)			1.118

Bei einem Grünland- und Ackeranteil von 61 bzw. 39 % (Tab. 21) führt ein Schaden von 1.809 €/ha auf Ackerflächen und 1.118 €/ha auf Grünland (Tab. 20) zu einer durchschnittlichen Schadenshöhe von 1.540 €/ha. Für die Marschstandorte mit einer Fläche von 23.800 ha ergibt sich somit im Szenario 2 ein Gesamtschadenspotential von ~36.6 Mio. € (Tab. 21).

Tabelle 21: Durchschnittliche und Gesamtschadenshöhe (Norden, Marschstandorte, Ertragsklasse „hoch“, Szenario 2).

Acker-, Grünlandanteil (%)	61/39
gewichteter Schaden Acker/Grünland im Szenario 2 (€/ha)	1.540
Fläche (ha)	23.800
Gesamtschaden Szenario 2 (€)	36.648.235

#### 4.6 Projektgebiet Norden: Geeststandorte/Ertragsklasse „niedrig“

Im Gegensatz zu den Marschen weisen die Geeststandorte ein geringeres Ertragspotential auf (Ertragsklasse „niedrig“). Zudem bestehen Unterschiede hinsichtlich der Anbauverhältnisse. Beide Faktoren beeinflussen maßgeblich die Höhe der Schadenspotentiale.

Ein weiterer Unterschied zu den Marschen besteht darin, dass auf den durchlässigeren Geeststandorten für das zweite Jahr keine Ertragsausfälle angenommen werden. In diesem Fall ist die Schadenshöhe in beiden Szenarien identisch.

#### Szenario 1 und Szenario 2

Nach Berechnung der kulturspezifischen Schadenshöhe in Abhängigkeit von der Ertragsgüte des Standortes und von dem Szenario (Tab. 17) wurde entsprechend den standörtlichen Anbauverhältnissen eine Gewichtung der Schadenshöhe ackergenutzter Flächen vorgenommen (Tab. 22). Das Ergebnis weist für Ackerflächen einen durchschnittlichen Schaden in Höhe von 1.117 €/ha aus und beträgt für Grünland 869 €/ha.

Tabelle 22: Nutzungsdifferenzierte Schadenshöhe (Norden, Geeststandorte, Ertragsklasse „niedrig“, Szenario 1).

Kulturen	Anbauverhältnis (%)	Schadenshöhe Ackerkultur (€/ha)	gewichteter Schaden Ackernutzung (€/ha)
Wintergetreide (Wintergerste)	23	1.035	1.117
Silomais	66	1.216	
Sommergetreide (Sommergerste)	6	800	
Ackergras	3	950	
Schadenshöhe Grünland (€/ha)			869

Mit Berücksichtigung des Grünland- und Ackeranteils erfolgt unter Verwendung der Schadenshöhen aus Tab. 22 die Ermittlung des durchschnittlichen Schadenspotentials für landwirtschaftlich genutzte Flächen am jeweiligen Standort (hier: 993 €/ha, s. gewichteter Schaden Acker/Grünland; Tab. 23). Dessen Multiplikation mit der Fläche führt zum Gesamtschadenspotential in der jeweiligen Kulisse eines Projektgebietes (hier: ~10.7 Mio. €).

Tabelle 23: Durchschnittliche und Gesamtschadenshöhe (Norden, Geeststandorte, Ertragsklasse „niedrig“, Szenario 1).

Acker-, Grünlandanteil (%)	50/50
gewichteter Schaden Acker/Grünland im Szenario 1 (€/ha)	993
Fläche (ha)	10.800
Gesamtschaden Szenario 1 (€)	10.724.049



5 Gesamtdarstellung der Schadenspotentiale in den Projektgebieten

5.1 Schadenspotentiale im Projektgebiet Norden

In Tab. 24 sind die Schadenspotentiale der jeweiligen Standorte für die unterschiedlichen Nutzungen und Szenarien im Projektgebiet Norden aufgeführt.

Tabelle 24: Schadenspotentiale Projektgebiet Norden.

Standort/ Ertragsklasse *	Nutzung	Fläche (ha)	Anteil (%)	Schadenspotential			
				Szenario 1		Szenario 2	
				€/ha	Gesamt (€)	€/ha	Gesamt (€)
Marsch/ „hoch“	Acker	14.518	61	1.380	20.027.853	1.809	26.269.798
	Grün- land	9.282	39	887	8.234.851	1.118	10.378.436
	Gesamt	23.800	100	1.188	28.262.704	1.540	36.648.235
Marsch_Moor/ „hoch“	Acker	703	38	1.340	941.743	1.789	1.257.484
	Grün- land	1.147	62	887	1.017.601	1.118	1.282.489
	Gesamt	1.850	100	1.059	1.959.344	1.373	2.539.973
Geest/ „niedrig“	Acker	5.400	50	1.117	6.033.042	1.117	6.033.042
	Grün- land	5.400	50	869	4.691.007	869	4.691.007
	Gesamt	10.800	100	993	10.724.049	993	10.724.049
Geest_Moor/ „niedrig“	Acker	602	47	1.102	662.768	1.102	662.768
	Grün- land	678	53	869	589.329	869	589.329
	Gesamt	1.280	100	978	1.252.097	978	1.252.097
Projektgebiet Norden Gesamt **		37.730	A: 57 % G: 43 %	1.118	42.198.194	1.356	51.164.354

\* Standorte/Ertragsklasse: Zuordnung s. Kapitel 4.1; \*\* A: Acker, G: Grünland; grau hinterlegte Zahlen wurden für die Kartendarstellungen verwendet (= geografische Zuordnung der Schadenspotentiale).

Da für die niedersächsischen Projektgebiete im Gegensatz zu den schleswig-holsteinischen Betrachtungsräumen (Feldblockebene) die jeweilige Flächennutzung auf Schlagebene geografisch verortet vorliegt, können die ermittelten Schadensbeträge anschließend im GIS detailliert den tatsächlich als Acker bzw. als Grünland genutzten Flächen zugewiesen und das Ergebnis als Karte dargestellt werden.

In Abb. 8 sind die Schadenspotentiale im Szenario 1 für das Projektgebiet Norden dargestellt. Die Schadenshöhen auf den Grünlandstandorten bewegen sich zwischen 869 €/ha (Geest, Geest/Moor) und 887 €/ha (Marsch, Marsch/Moor). Dagegen fallen die Schadenspotentiale auf den als Acker genutzten Flächen mit 1.102 €/ha (Geest/Moor) bis 1.380 €/ha (Marsch) entsprechend höher aus. Insgesamt ergibt sich unter Berücksichtigung der Anbauverhältnisse für landwirtschaftlich genutzte Flächen im ersten Szenario ein durchschnittliches Schadenspotential in Höhe von 1.118 €/ha (s. a. Tab. 24).



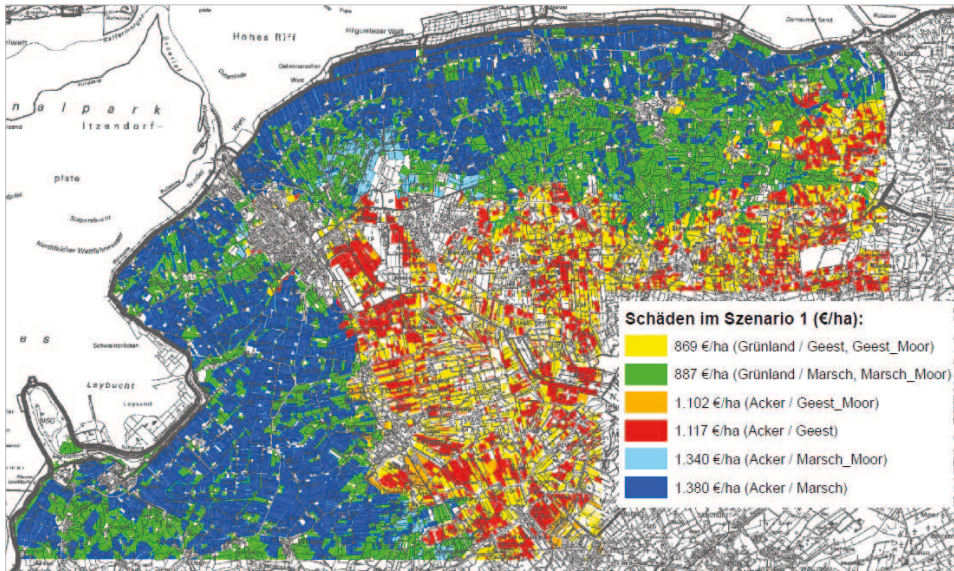


Abbildung 8: Schadenspotentiale im Projektgebiet Norden (Szenario 1).

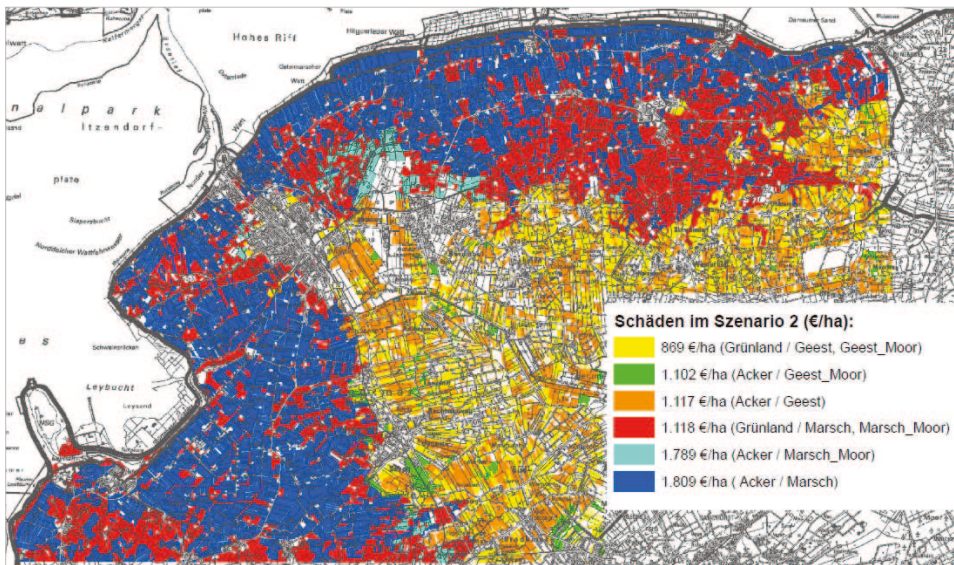


Abbildung 9: Schadenspotentiale im Projektgebiet Norden (Szenario 2).

Die Schadenspotentiale für das zweite Szenario enthält Abb. 9. Die untere Schadensgrenze entspricht der aus dem ersten Szenario, da auf den Geeststandorten für das zweite Jahr keine Ertragsausfälle angenommen werden. Sie beträgt für Grünlandflächen 869 €/ha (Geest, Geest/Moor). Das Schadenspotential für Grünlandflächen in den Standortklassen Marsch sowie Marsch/Moor fällt aufgrund des für diese Standorte im zweiten Jahr angenommenen zusätzlichen Ertragsausfalls von 25 % mit 1.118 €/ha höher aus als im ersten

Szenario. Entsprechend bewegen sich die Schadenshöhen für Ackerflächen zwischen 1.102 € (Geest/Moor) und 1.809 €/ha (Marsch). Unter Berücksichtigung der Anbauverhältnisse ergibt sich im zweiten Szenario eine durchschnittliche Schadenshöhe für landwirtschaftlich genutzte Flächen in Höhe von 1.356 €/ha.

## 5.2 Schadenspotentiale im Projektgebiet Pellworm

Das Projektgebiet Pellworm weist nur Marschflächen mit hohem Ertragspotential auf. Für alle Flächen wird aufgrund der relativ schwer durchlässigen Standorte für das zweite Szenario ein Ertragsausfall von 25 % im zweiten Anbaujahr angenommen. Die Schadenspotentiale schwanken im ersten Szenario von 887 €/ha bei Grünlandnutzung bis zu 1.284 €/ha bei Ackernutzung. Im zweiten Szenario liegen die Beträge zwischen 1.118 €/ha (Grünland) und 1.793 €/ha (Acker). Insgesamt beträgt das durchschnittliche Schadenspotential für das Projektgebiet Pellworm im ersten Szenario 1.087 €/ha bzw. 1.457 €/ha im zweiten Szenario (Tab. 25).

Tabelle 25: Schadenspotentiale Projektgebiet Pellworm.

Standort/Ertragsklasse*	Nutzung	Fläche (ha)	Anteil (%)	Schadenspotential			
				Szenario 1		Szenario 2	
				€/ha	Gesamt (€)	€/ha	Gesamt (€)
Kalkmarsch/„hoch“	Acker	158	72	1.280	202.701	1.793	283.962
	Grünland	62	28	887	54.651	1.118	68.877
	Gesamt	220	100	1.170	257.351	1.604	352.838
Klei-, Dwogmarsch/„hoch“	Acker	1.004	52	1.284	1.288.918	1.775	1.781.027
	Grünland	926	48	887	821.888	1.118	1.035.831
	Gesamt	1.930	100	1.094	2.110.806	1.460	2.816.858
Knick-, Dwogmarsch/„hoch“	Acker	248	45	1.209	299.221	1.718	425.159
	Grünland	303	55	887	268.373	1.118	338.233
	Gesamt	550	100	1.032	567.594	1.388	763.392
Projektgebiet Pellworm Gesamt **		2.700	A: 53 % G: 47 %	1.087	2.935.752	1.457	3.933.087

\* Standorte/Ertragsklasse: Zuordnung s. Kapitel 4.1; \*\* A: Acker, G: Grünland; grau hinterlegte Zahlen wurden für die Kartendarstellungen verwendet (= geografische Zuordnung der Schadenspotentiale).

Für die kartografische Darstellung der Schadenspotentiale (Abb. 10) wurden die grau hinterlegten Durchschnittsbeträge aus Tab. 25 herangezogen, da für Pellworm keine schlagbezogenen, sondern nur feldblockbezogene Nutzungsdaten vorlagen.



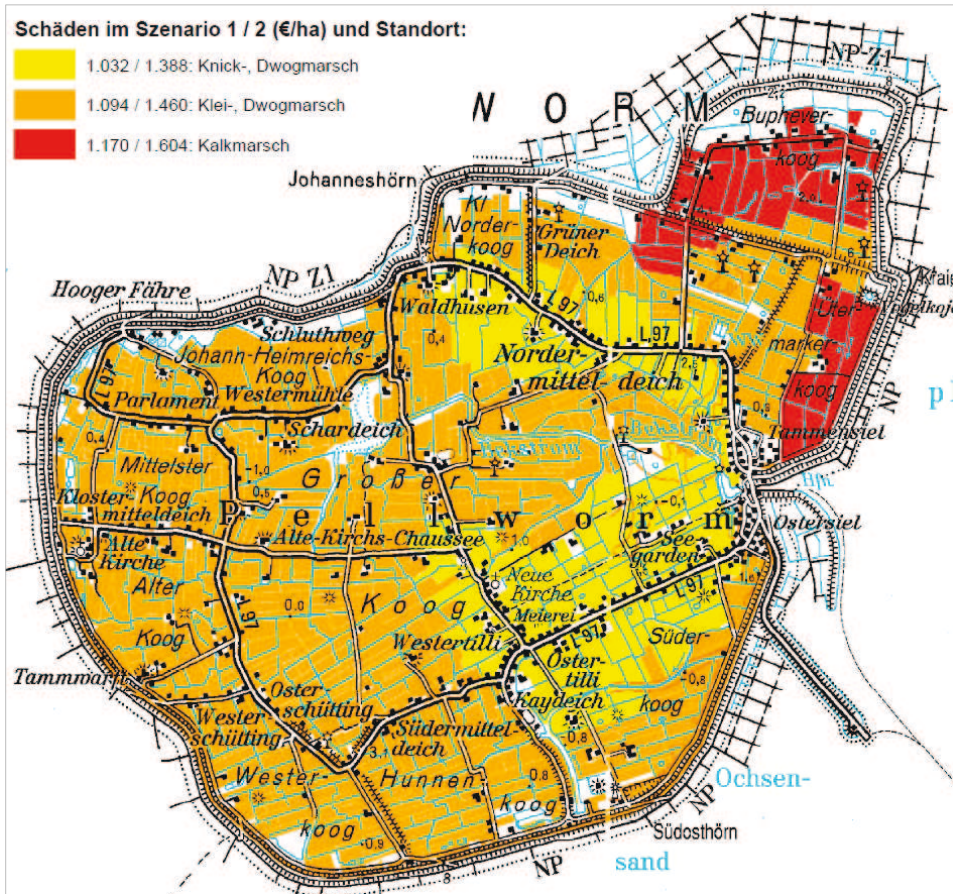


Abbildung 10: Schadenspotentiale Projektgebiet Pellworm.

## 6 Fazit

Nach einem historischen Rückblick auf Überschwemmungsereignisse des letzten Jahrhunderts wurden die Folgen des Salzwassereinflusses auf Pflanzen sowie auf Böden dargestellt und Kriterien für das Ausmaß deren Schädigung aufgezeigt. Besonders die praktischen Erfahrungen aus den Überschwemmungen des Ülvesbüller Kooges im Jahr 1962 und der Kehdinger Marsch im Jahr 1976 führten unter Beachtung kulturartenspezifischer Salztoleranzen und bodenkundlicher Überlegungen zu Entsalzungsgeschwindigkeiten zu Annahmen, die die Grundlagen für zwei Szenarien bildeten.

Nach der Überflutung im Zeitraum November bis Februar wurde für das erste Szenario angenommen, dass im ersten Jahr unabhängig von der Wasserdurchlässigkeit der Standorte ein Totalausfall bei sämtlichen Kulturen zu erwarten ist. Dagegen bestand für das zweite Szenario die Annahme, dass zusätzlich zum Totalausfall im ersten Jahr ein Ertragsausfall in Höhe von 25 % bei allen Kulturen auf den weniger wasserdurchlässigen

Standorten eintreten wird, während auf den durchlässigen Sandstandorten im zweiten Szenario kein Ausfall zu beklagen ist.

Die Ermittlung der kulturspezifischen Schadenshöhen erfolgte nach den Grundsätzen der Deckungsbeitragsrechnung und berücksichtigte zwei standortabhängige Ertragsklassen. Unter Verwendung von Daten aus dem landwirtschaftlichen Flächenkataster sowie unter Beachtung bodenkundlicher Standortinformationen wurden anschließend die Schadenspotentiale für beide Szenarien berechnet.

Die ermittelten Schadenspotentiale berücksichtigen

- die standörtlichen Unterschiede aufgrund bodenkundlicher Daten,
- die Schadenshöhen der jeweiligen Kultur je nach Ertragsklasse,
- die Fruchtfolgen auf den Ackerstandorten und deren Anbauverhältnis,
- den Grünland- und Ackerflächenanteil sowie
- das jeweilige Szenario.

Zu beachten ist, dass aufgrund der unterschiedlichen Datenlage im Gegensatz zu den schlagbezogenen Angaben in Niedersachsen, die Angaben für die schleswig-holsteinischen Gebiete flächenunschärfer auf Feldblockebene erfolgen und daher für Schleswig-Holstein keine räumlichen Differenzierungen in Grünland- und Ackerflächen möglich sind. In diesem Fall sind - analog zu Niedersachsen - die Schadenspotentiale für Acker- und Grünlandnutzung kulturspezifisch berechnet worden, allerdings erfolgte dann anschließend im Unterschied zu Niedersachsen eine nach Grünland-Ackeranteil flächengewichtete Durchschnittsbildung bei den Schadenspotentialen.

Aufgrund der komplexen Zusammenhänge ergeben sich diverse Unsicherheiten hinsichtlich der den Szenarien zugrunde liegenden Annahmen. Diese Unsicherheiten beziehen sich u. a. auf:

- zu erwartende Salzgehalte im überstauenden Medium (Nordsee-, Ostseewasser, Verdünnungen über Flussläufe),
- sich in der Bodenlösung einstellende Salzgehalte (Ausgangswassergehalte, Niederschläge),
- Vorsättigung des Bodens (Eindringwiderstand, Verdünnung),
- Höhe und Verteilung der Niederschläge (Entsalzungsgeschwindigkeit),
- Temperaturverlauf, besonders während der Vegetationsperiode (Evapotranspiration, kapillare Nachlieferung salzhaltigen Wassers),
- Zustand/Leistung der Entwässerungssysteme (Gruppen, Dräne, Vorfluter, Schöpfwerke),
- Zeitpunkt und Dauer des Überstaus (Vegetationsstadium der Kulturen),
- Kationenaustauscherkapazität des Bodens (Bodenart, pH-Wert, Ionen-Belegung, Na-Sättigung) → Aggregatstabilität, Austauschervermögen,
- Versorgungsgrad des Bodens bzw. der Kulturen mit Hauptnährelementen (z. B. Kalium) und Kalkversorgung (pH-Wert),
- Bearbeitungszustand des Bodens vor Überflutung (unbearbeitet, Pflugbrache, bestellt),
- Strukturstabilität des Bodens vor Überstau (stabiles Krümelgefüge, Kohärentgefüge, Einzelkornggefüge),
- Tiefe des Grundwasserspiegels (Abfuhr salzhaltigen Wassers, Aufstieg Süßwasser),

- Kapillarität und Drainfähigkeit des Bodens (Auswaschung, Wiederaufstieg salzhaltigen Wassers, Aufstieg Süßwasser),
- Vorhandensein/Tiefenlage von Verdichtungshorizonten oder auch Torflagen → z. B. Knickmarschen, Podsole, Pseudogleye, Moore,
- tatsächliche Salztoleranz der unter humiden Bedingungen angebauten Kulturen,
- Schwankungen in den Anbauverhältnissen (Vorzüglichkeit der Kulturen) sowie
- Schwankungen bei den Kosten für Betriebsmittel sowie bei den Erzeugerpreisen.

Nicht auszuschließen ist, dass die tatsächlichen Schadenspotentiale von den ermittelten Schadenshöhen um ein Vielfaches abweichen können. Besonders hinsichtlich der Abschätzung möglicher Ertragsausfälle für die Folgejahre nach einer Überflutung mit Salzwasser bestehen weiterhin große Unsicherheiten, aus denen ein weiterer Forschungsbedarf abzuleiten ist.

## 7 Schriftenverzeichnis

Achtnich, W.: Bewässerungslandbau, 1980.

Ad-Hoc Arbeitsgruppe Boden: Bodenkundliche Kartieranleitung. 5. Auflage, Hannover, 2005.

Bergmann, M.: Berechnung des Salzgehaltes der Elbe. Wassergütestelle Elbe, 2005.

Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie, BSH: Naturverhältnisse Ostsee. Teil B zu den Handbüchern für die Ostsee und das Kattegat, 2008.

Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie, BSH: Naturverhältnisse Nordsee und Englischer Kanal, 2009.

Dadshani, S. A. W.: Untersuchungen zur genotypischen Salzresistenz von Gerste in semi-ariden Gebieten. Diplomarbeit. Universität Bonn, 2006.

DIN 19684-10:2009-01: Bodenbeschaffenheit – Chemische Laboruntersuchungen – Teil 10: Untersuchung und Beurteilung des Wassers bei Bewässerungsmaßnahmen. 2009.

DIN 19732:1997-06: Bestimmung des standörtlichen Verlagerungspotentials von nicht-sorbierbaren Stoffen. 1997.

FAO: Water Quality for Agriculture. FAO Irrigation and Drainage Papers 29 Rev.1. Rome, 1985.

FAO: Agricultural Drainage Water Management in Arid and Semi-Arid-Areas. FAO Irrigation and Drainage Papers 61. Rome, 2002.

Finck, A.: Pflanzenwachstum auf Salzböden. Aspekte der Physiologie und Düngung. Zeitschrift für Bewässerungswirtschaft, Heft 1, 47–62, 1975.

Finck, A.: Pflanzenernährung und Düngung in Stichworten. 6. Auflage, 2007.

Hannoversche Land- und Forstwirtschaftliche Zeitung: Deiche und Wiederaufbau haben Vorrang. Nr. 10, 10.03, 546, 1962a.

Hannoversche Land- und Forstwirtschaftliche Zeitung: Die Obstbauern ziehen Bilanz. Nr. 12, 24.03, 658, 1962b.

Hannoversche Land- und Forstwirtschaftliche Zeitung: Hat die Sturmflut die Grasnarbe geschädigt? Nr. 13, 31.03, 725–726, 1962c.

Hannoversche Land- und Forstwirtschaftliche Zeitung: Versalzung der überfluteten Böden. Nr. 14, 07.04, 781–782, 1962d.

- Hillel, D.: Salinity Management for Sustainable Irrigation. Integrating Science, Environment and Economics. The World Bank Washington, D. C., 2000.
- Keskin, B.: Ackerbaulich genutzte Böden in der West-Türkei: Probleme der Bodenversalzung bzw. -alkalisierung. Dissertation. Carl von Ossietzky Universität Oldenburg, 2005.
- Klaghofer, E.: Hochwasser und Landnutzung. Schriftenreihe des Bundesamtes für Wasserwirtschaft, Österreich, V 275, 19, 60–69, 2003.
- Koyro, H. W.; Lieth, H.: Salinity conversion table. 2. Auflage, 1998.
- Kretschmar, R.: Kulturtechnisch-Bodenkundliches Praktikum. Institut für Wasserwirtschaft und Landschaftsökologie, Universität Kiel, 1989.
- KTBL, Kuratorium für Technik und Bauwesen in der Landwirtschaft e. V.: Betriebsplanung Landwirtschaft 2012/13. Daten für die Betriebsplanung in der Landwirtschaft. 23. Auflage, Darmstadt, 2012.
- Kuntze, H.; Roeschmann, G.; Schwerdtfeger, G.: Bodenkunde. 4. Auflage, 1988.
- LBEG – Landesamt für Bergbau, Energie und Geologie, LBEG: Grundwasserneubildung in Niedersachsen. Geoberichte 10. Hannover, 2008.
- LBEG – Landesamt für Bergbau, Energie und Geologie, LBEG: Auswertungsmethoden Bodenschutz. Geoberichte 19. Hannover, 2011.
- Landwirtschaftskammer Niedersachsen: Richtwert-Deckungsbeiträge 2009, Oldenburg, 2010.
- Landwirtschaftskammer Niedersachsen: Richtwert-Deckungsbeiträge 2010, Oldenburg, 2011.
- Landwirtschaftskammer Niedersachsen: Richtwert-Deckungsbeiträge 2011, Oldenburg, 2012.
- Landwirtschaftsblatt Weser-Ems: Schwere Wasser- und Sturmflutschäden auch in Weser-Ems. Nr. 8, 22.02.1962, S. 347, 1962a.
- Landwirtschaftsblatt Weser-Ems: Boden- und Pflanzenschäden durch Meerwasser, 398–399, 1962b.
- Landwirtschaftsblatt Weser-Ems: Versalzung des Bodens durch Überflutung mit Meerwasser, 566–567, 1962c.
- Landwirtschaftsblatt Weser-Ems: Starke Versalzung der überfluteten Polder, 456–457, 1962d.
- Landwirtschaftsblatt Weser-Ems: Stand der Bodenversalzung in den überfluteten Poldern, 774–775, 1962e.
- Läuchli, A.; Lüttge, U.: Salinity: Environment – Plants – Molecules. Springer, 2002.
- Lecher, K.; Lühr, H. P.; Zanke, C. E. (Hrsg.): Taschenbuch der Wasserwirtschaft, 8. Auflage, 2001.
- Maas, E. V.: Testing Crops for Salinity Tolerance. Proceedings of Workshop on Adaption of Plants to Soil Stresses. In: Maranville, J. W.; Baligar, B. V.; Duncan, R. R.; Yohe, J. M. (eds.): INTSORMIL, 94-2, University of Nebraska, Lincoln, NE, 234–247, 1993.
- MinHorLam: Minderung von Hochwasserrisiken durch nicht-strukturelle Landnutzungsmaßnahmen in Abflussbildungs- und Überschwemmungsgebieten. Anlage B1 zum Ergebnisbericht des BMBF-Forschungsprojektes MinHorLam, 2010.

- Molen, van der W. H.: The exchangeable Cations in Soils flooded with Seawater. De inundaties gedurende 1944–45 en hun gevolgen voor de Landbouw. Deel 9. Versl. Landbouwk. Onderz., 63 (17), 1957.
- Munns, R.; Husain, S.; Rivelli, A. R.; James, R. A.; Condon, A. G.; Lindsay, M. P.; Lagudah, E. S.; Schachtman, D. P.; Hare, R. A.: Avenues for increasing salt tolerance of crops and the role of physiologically based selection traits. *Plant and Soil*, 247, 93–105, 2002.
- NMELF – Niedersächsisches Ministerium für Ernährung, Landwirtschaft und Forsten: Die Sturmflut vom 16./17. Februar 1962 im niedersächsischen Küstengebiet. *Die Küste*, 10 (1), 1962.
- NLB – Niedersächsisches Landesamt für Bodenforschung, Nlfb: Führer zu den Feldversuchen, 4. Auflage, 1980.
- Pessarakli: Handbook of Plant and Crop Stress. 2. Auflage, 1999.
- Richards, L. A. (Hrsg.): Diagnosis and improvement of saline and alkali soils. *US Department of Agriculture, Agriculture Handbook*, 60, 1954.
- Robinson, M. F.; Very, A. A.; Sanders, D.; Mansfield, T. A.: How can stomata contribute to salt tolerance? *Annals of Botany*, 80, 387–393, 1997.
- Sächsische Landesanstalt für Landwirtschaft: Veränderte Landnutzungssysteme in hochwassergefährdeten Gebieten. Schriftenreihe der Sächsischen Landesanstalt für Landwirtschaft, 12 (10), 2005.
- Scheffer, F.; Schachtschabel, P.: Lehrbuch der Bodenkunde. 12. Auflage, 1989.
- Scheffer, F.; Schachtschabel, P.: Lehrbuch der Bodenkunde. 16. Auflage, 2010.
- Schleiff, U.: Salztoleranz von Kulturpflanzen unter ökologischen Bedingungen. *Zeitschrift für Bewässerungswirtschaft*, 1, 96–102, 1974a.
- Schleiff, U.: Untersuchungen über die Ursachen von Salzschäden an Kulturpflanzen. *Mitteilungen der Deutschen Bodenkundlichen Gesellschaft*, 18, 284–290, 1974b.
- Schleiff, U.: Einfluss von Magnesium- und Natrium-Salinität auf die Mineralstoffversorgung von Mais und Weizen. *Kali-Briefe*. 8. Folge, 1–11, 1977.
- Staples, R. C.; Toenniessen, G. H.: Salinity tolerance in plants. *Strategies for crop improvement*. Wiley-Verlag, 1984.
- Voigt, H.: Über das Ausmaß der Bodenversalzung infolge der Sturmflut im Februar 1962. *Zeitschrift der deutschen geologischen Gesellschaft*, 116, 797–803, 1964.
- Widmoser, P. (Hrsg.): Übungen im Fach Wasserwirtschaft und Meliorationswesen. Institut für Wasserwirtschaft und Landschaftsökologie, Christian-Albrechts-Universität Kiel, 1992.
- Withers, B.; Vipond, S.; Lecher, K.: *Bewässerung*, 1978.
- Wohlenberg, E.: Der Deichbruch des Ülvesbüllers Kooges in der Februar-Sturmflut 1962: Versalzung – Übersandung – Rekultivierung. *Die Küste* 11, 1963.
- Wohlenberg, E.: Die Leistung der Drains für Entsalzung und Oxydation in neu bedachten Kögen in Nordfriesland. *Mitteilungen der Deutschen Bodenkundlichen Gesellschaft*, 2, 73–78, 1964.
- Zeng, L.; Shannon, M. C.; Grieve, C. M.: Evaluation of salt tolerance in rice genotypes by multiple agronomic parameters. *Euphytica* 127, 235–245, 2002.



# Versagen und Zuverlässigkeitsanalyse von Küstenschutzbauwerken

*Christian Grimm, Daniel Bachmann und Holger Schüttrumpf*

## Zusammenfassung

Für den Sturmflutschutz an Nord- und Ostseeküste werden in Abhängigkeit des Standorts unterschiedliche Bauwerkstypen eingesetzt. Neben den Seedeichen stellen Hochwasserschutzwände und -mauern sowie Hochwasserschutzdünen die wesentlichen Elemente des Sturmflutschutzes dar. Unterbrochen werden diese Anlagen durch punktuelle Bauwerke wie Deichscharte und -stöpen, Siele, Seeschleusen und Sperrwerke. Oft bilden insbesondere die Deiche in Kombination mit anderen Küstenschutzelementen wie Deichvorland, Sommerdeichen, Küstenschutzwald oder einer zweiten Deichlinie ein Küstenschutzsystem. Für die Entwicklung eines anwendungsorientierten Schadens- bzw. Risikoanalyse-Verfahrens und die Ermittlung des Hochwasserrisikos ist somit die Kenntnis der relevanten Versagensmechanismen der verschiedenen Sturmflutschutzelemente auf der Grundlage idealer und realer Bauwerke sowie in Abhängigkeit vom jeweiligen Unterhaltungszustand in Kombination mit den zugehörigen Versagenswahrscheinlichkeiten (Eintrittswahrscheinlichkeiten der relevanten Versagensmechanismen) notwendig.

## Schlagwörter

Versagen, Versagenswahrscheinlichkeit, Zuverlässigkeit, Deiche, Breschenweite

## Summary

*Depending on the location different coastal flood protection structures are used on the North and Baltic Sea. In addition to sea dikes there are flood protection walls and dunes, which are essential elements of flood protection. The coastal flood defense line is interrupted through punctual construction as coupure, sea sluices, sea locks and barrages. A coastal defense system often consists of a dike in combination with other coastal protection elements like summer dike, coastal protection forest or a second dike line. The development of an application-oriented damage or risk-analysis is necessary to determine the flood risk. Therefore, the knowledge of relevant failure mechanisms of various flood protection structures is needed.*

## Keywords

*failure, failure probability, reliability, dike, dike breach*

## Inhalt

1	Einleitung .....	46
2	Einteilung der Bauwerke und Versagensmechanismen .....	46



2.1	Küstenschutzelement Deich.....	48
2.1.1	Sturmflut 1953.....	49
2.1.2	Sturmflut 1962.....	49
2.1.3	Sturmflut 1976.....	51
2.1.4	Sturmflut 1999.....	51
2.1.5	Hurrikan Katrina 2005.....	52
2.2	Deichscharte und -stößen.....	55
2.2.1	Systemspezifische Versagensanfälligkeit.....	55
2.2.2	Versagen durch nicht rechtzeitige Herstellung der Einsatzbereitschaft....	57
2.2.3	Versagen durch Stabilitätsverlust oder Materialversagen.....	58
2.2.4	Versagen durch Versagen des Untergrundes.....	59
2.3	Mauern.....	59
2.3.1	Versagensfälle und genormte Nachweise.....	60
3	Zuverlässigkeitsanalyse.....	66
3.1	Bestimmung der Versagenswahrscheinlichkeit.....	66
3.2	Die Einwirkungsversagensfunktion.....	68
3.3	Berechnungsverfahren.....	69
4	Schriftenverzeichnis.....	70

## 1 Einleitung

Die Zuverlässigkeitsanalyse stellt eine Basisanalyse der Hochwasserrisikoanalyse dar. Ziel dieser Analyse ist es, die Versagenswahrscheinlichkeit eines Küstenschutzbauwerkes zu quantifizieren. Die Wahrscheinlichkeit des Komplementäreignisses (Nichtversagensereignis) beschreibt somit die Zuverlässigkeit.

In einem ersten Schritt werden Bauwerkstypen von Küstenschutzbauwerken erfasst und systematisch untergliedert. Es erfolgt zudem die Darstellung einiger ausgewählter Bauwerkstypen. Daran anschließend werden die Grundlagen der Zuverlässigkeitsanalyse, basierend auf Bachmann (2012), beschrieben. Eine Möglichkeit zur Bestimmung der Versagenswahrscheinlichkeit ist die modellbasierte probabilistische Zuverlässigkeitsanalyse. Grundlage einer solchen Analyse ist u. a. der Aufbau eines bauwerkstypspezifischen Modells, welches den Ablauf eines Versagensereignisses abbildet. Für den Bauwerkstyp Deich liegt ein solches Modell vor und wird bereits in modellbasierten probabilistischen Analysen eingesetzt. Küstenspezifische Besonderheiten müssen dabei berücksichtigt werden.

## 2 Einteilung der Bauwerke und Versagensmechanismen

Eine erste Einteilung von Küstenschutzbauwerken erfolgt über ihre räumliche Ausdehnung. Hierbei ist zwischen den linienförmigen Bauwerken (z. B. Deichen, Mauern, Dünen und mobilen Hochwasserschutzsystemen), deren Ausdehnung mehrere hundert oder tausend Meter beträgt, und den punktförmigen Bauwerken (z. B. Tore, Schleusen-

tore, Siele und Schöpfwerke), die sich in der Regel über einige Meter erstrecken, zu unterscheiden. Ein Beispiel für ein linienförmiges Hochwasserschutzbauwerk ist in Abb. 1 dargestellt.



Abbildung 1: Deich als linienförmiges Hochwasserschutzbauwerk (Foto: Schüttrumpf 2011).

Linienförmige Bauwerke werden auf einer zweiten Ebene in natürliche Barrieren und künstlich errichtete Bauwerke unterteilt. Natürliche Barrieren, wie zum Beispiel Dünen, werden dabei im Rahmen dieser Ausführung grundsätzlich der Obergruppe Hochwasserschutzbauwerk zugeordnet. Auf einer dritten Ebene erfolgt abschließend eine Unterteilung nach Bauwerkstypen. Zu den linienförmigen Bauwerkstypen des Hochwasserschutzes gehören dabei unter anderem die folgenden Bauwerke:

- Deiche,
- Mauern,
- mobile Hochwasserschutzsysteme,
- Kombinationen aus zuvor genannten Bauwerken,
- Dünen und
- Hochufer.

Punktförmige Bauwerkstypen sind beispielsweise:

- Tore,
- Siele und Schöpfwerke sowie
- Sperrwerke.

## 2.1 Küstenschutzelement Deich

Deiche können durch verschiedene Prozesse versagen, etwa durch Erosion, Wellenüberlauf, Überströmen, Piping, Rissbildungen oder hydraulischen Grundbruch, wodurch es zu einer Überflutung des Deichhinterlandes kommt. Horlacher et al. (2005) definieren einen Deichbruch bei Fließgewässern als „eine sich plötzlich oder allmählich entwickelnde Fehlstelle im Deich, welche nicht vorsätzlich herbeigeführt wurde und aufgrund einer ungünstigen Ursachenkombination auf eine Überlastung des Deiches zurückzuführen ist. In Folge dieser Fehlstelle erfolgt ein Freispiegelabfluss in der entstandenen Bresche, wobei der Wasserspiegel langfristig unterhalb der ursprünglichen Kronenhöhe im Bereich der Bruchstelle liegt.“ Zur Abschätzung des erwähnten Abflusses in das Hinterland sind neben der räumlichen Lokalisation der Bruchstelle, der Beschaffenheit des Deiches und der Kenntnis der Hochwasser- bzw. Sturmflutwasserstandsganglinie ebenfalls die Geometrie des Deichbruchs, das heißt die Parameter Breschenweite und Breschentiefe, von großer Bedeutung. Je breiter und tiefer der Deichbruch ist, desto mehr Wasser kann durch die Bruchstelle fließen und desto schneller wird das Deichhinterland überflutet. Bernitt und Lynett (2010) schreiben, dass die sich ergebenden geometrischen Eigenschaften des Deichbruchs – neben den hydraulischen Belastungen des Hochwassers und der Bruchursache – hauptsächlich von den spezifischen Eigenschaften des betrachteten Deiches und der Topografie des Hinterlandes abhängen. Unabhängig davon, ob es sich um einen See-, Ästuar- oder Flussdeich handelt, wird in beiden Arbeiten das Material des Deichkörpers als eine Haupteinflussgröße für die zeitliche Entwicklung des Deichbruchs sowie die endgültige Ausprägung der Deichbruchweite und -tiefe genannt.

Tabelle 1: Literaturübersicht.

Hochwasserereignis	Verfasser	Angaben zu Breschenweiten/-tiefen
Sturmflut 1936	Prügel (1942)	keine Angaben
Sturmflut 1949	Petersen (1957)	keine Angaben
Sturmflut 1953	Roelse und Bakker (1986).	keine Angaben
Sturmflut 1962	Kolb et al. (1962)	Angaben vorhanden
Sturmflut 1962	Kramer et al. (1962)	vereinzelt Angaben
Sturmflut 1962	Ohlig (1969)	vereinzelt Angaben
Sturmflut 1962	Kramer (1968)	vereinzelt Angaben
Sturmflut 1962	Wohlenberg (1963)	vereinzelt Angaben
Sturmflut 1962	Ministerium für Ernährung, Landwirtschaft und Forsten – Schleswig-Holstein (1962)	keine Angaben
Sturmflut 1973	Kramer et al. (1976)	keine Angaben
Sturmflut 1976	Zitscher et al. (1979)	vereinzelt Angaben
Sturmflut 1976	Zitscher (1978)	vereinzelt Angaben
Sturmflut 1976	Heinsohn et al. (1979)	keine Angaben
Sturmflut 1976	Stawa Lüneburg (1989)	keine Angaben
Sturmflut 1999	Bernitt und Madsen (2008)	vereinzelt Angaben
Hurrikan 2005	Bernitt und Lynett (2010)	Angaben vorhanden
Hurrikan 2005	IPET (2006a)	Angaben vorhanden

Die Ermittlung der Deichbruchweiten kann grundsätzlich durch drei verschiedene Ansätze verfolgt werden. Hierzu gehört neben der Expertenschätzung und Modellversuchen in

wasserbaulichen Versuchsanstalten die Analyse historischer Hochwasserereignisse. Im Rahmen des Projektes wurden historische Hochwasserereignisse an der europäischen und US-amerikanischen Küste analysiert, um einen Überblick über die tatsächlich eingetretenen Deichbrüche und näherungsweise Mittel- und Extremwerte für die Deichbruchparameter zu gewinnen. Die untersuchte Literatur ist Tab. 1 zu entnehmen.

### **2.1.1 Sturmflut 1953**

Im Zusammenhang mit der Sturmflut 1953 in den Niederlanden wird der Text von Roesle und Bakker (1986) „Statistical investigation on dike failure“ analysiert. Obwohl in diesem Bericht keine Angaben zu den aufgetretenen Bruchweiten enthalten sind, liefert er dennoch nützliche Informationen: Von den 38 Deichbrüchen, die im Jahr 1953 an der Oosterschelde auftraten, ereigneten sich 17 an Deichen mit einer Innenböschung, die flacher als 1:1,5 war. Die restlichen 21 Deichbrüche traten an Deichen mit einer Innenböschung steiler als 1:1,5 auf. Auf den ersten Blick wirkt diese Verteilung sehr ausgeglichen und könnte auf die Irrelevanz der Innenböschungsneigung bezüglich der Bruchwahrscheinlichkeit hinweisen. Bei Bezug auf die Gesamtzahl der Deiche mit Innenböschungsneigungen kleiner oder größer 1:1,5 wird dies jedoch widerlegt. Gab es in dem Gebiet der Oosterschelde 1953 insgesamt 60 Deichabschnitte mit einer Innenböschung, die steiler als 1:1,5 war, so betrug die Zahl der Deichabschnitte mit einer flacheren Innenböschung insgesamt 203. Damit ergibt sich, getrennt nach der Einteilung Innenböschung steiler oder flacher als 1:1,5, ein Verhältnis von aufgetretenen Deichbrüchen zu der gesamten Zahl der Deichabschnitte in der jeweiligen Kategorie von 17:203 ( $\approx 1:12$ ) für flache Neigungen und 21:60 ( $\approx 1:3$ ) für steile Neigungen. Dieser Vergleich zeigt für die Sturmflut im Jahr 1953, dass die Neigung der Innenböschung einen hohen Einfluss auf die Deichbruchwahrscheinlichkeit hatte.

### **2.1.2 Sturmflut 1962**

Die Sturmflut 1962 verursachte in den Bundesländern Schleswig-Holstein, Niedersachsen, Bremen und Hamburg Deichschäden, weshalb sich die Schrifttumsanalyse primär auf Deichbrüche dieser Region bezieht.

In Niedersachsen traten laut eines Berichts des Niedersächsischen Ministers für Ernährung, Landwirtschaft und Forsten (Kramer et al. 1962) insgesamt 61 Deichbrüche an der gesamten Deichlinie auf. Es sind jedoch nur an drei Bruchstellen die Bruchweiten der eingetretenen Breschen bekannt: ein Bruch von 60 m Weite an einem Ästuardeich bei Papenburg, einer von 150 m Weite am Ästuardeich bei Stade und einer von ebenfalls 150 m Weite an einem Ästuardeich bei Bullenhausen. In den Arbeiten von Ohlig (1969) und Kramer (1968) wird die Bruchweite des Deichbruchs bei Papenburg ebenfalls mit 60 m Weite angegeben. Weitere Weiten werden nicht genannt.

Während der Sturmflut im Februar 1962 kam es in Hamburg entlang der gesamten Fließstrecke der Elbe zu erheblichen Zerstörungen. Die Sturmflut war so stark, dass die Ästuardeiche der Elbe an insgesamt 85 Stellen brachen. Dies geht aus den Aufzeichnungen von Kolb et al. (1962) hervor. Nach der Sturmflut wurden alle Schadensstellen begutachtet, dokumentiert und in Karten mit einem Maßstab von 1:5000 eingetragen. Eine direkte Auflistung der Breschenweiten ist nicht vorhanden, jedoch ist eine Ableitung der

Weiten aus den im Jahr 1962 erstellten Karten möglich. Jede Bruchstelle ist auf diesen Karten mit einem ihrer Weite entsprechenden Pfeil gekennzeichnet (Abb. 2). So können die Koordinaten und, unter Berücksichtigung des Maßstabs, auch die Weite jedes Deichbruchs mit einer Genauigkeit von rund 5 m ermittelt werden.

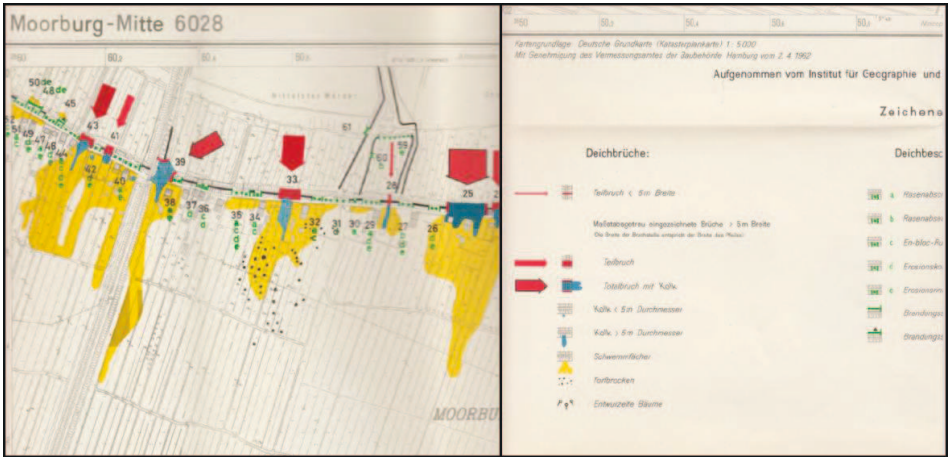


Abbildung 2: Karte mit Lage der Deichbrüche in Hamburg 1962 (Kolb et al. 1962).

In Abb. 3 sind die absolute und die kumulierte relative Häufigkeit der Breschenweiten in Klassen mit einer Klassenbreite von 5 m dargestellt. Es wird deutlich, dass 80 % aller Deichbrüche eine Weite von weniger als 25 m besitzen. Außerdem sind 99 % aller Deichbruchweiten kleiner als 100 m. Der Minimalwert, der sich aus den ermittelten Daten für die untersuchten Deichbrüche ergibt, beträgt 5 m, der Maximalwert hingegen 110 m. Als Mittelwert der insgesamt 85 Deichbruchweiten resultiert schließlich eine Deichbruchweite von 21,6 m.

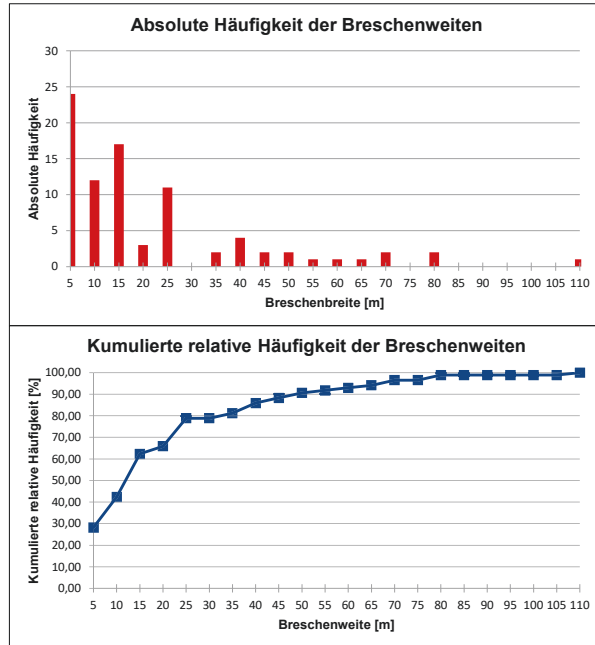


Abbildung 3: Absolute und kumulierte relative Häufigkeit der Breschenweiten während der Sturmflut 1962.

An der Westküste Schleswig-Holsteins sind laut eines Berichts des Ministeriums für Ernährung, Landwirtschaft und Forsten – Schleswig-Holstein (1962) die Deiche an zwei Stellen gebrochen: an dem unbewohnten Dockkoog bei Husum und dem Ülversbüll Koog südlich von Husum. Laut Wohlenberg (1963) beträgt die Breschenweite am Ülversbüll Koog rund 80 m. Angaben zur Bruchweite am Dockkoog sind in der untersuchten Literatur nicht vorhanden.

### 2.1.3 Sturmflut 1976

In Schleswig-Holstein traten während der Sturmflut 1976 nach Zitscher et al. (1979) und Zitscher (1978) an den Deichen vor der Haseldorfer Marsch auf sechs Einzelstrecken Deichbrüche mit einer Gesamtlänge von 480 m auf. Angaben über die Weiten der einzelnen Brüche sind jedoch nicht vorhanden und können ohne weitere Informationen nicht aus der Gesamtlänge abgeleitet werden. Zitscher (1978) gibt zudem noch eine weitere Bruchstelle an: an dem Deich vor dem Christianskoog. Allerdings wird auch hier die Bruchweite nicht genannt. Aus diesem Grund ist eine Ermittlung der Maximal- und Mittelwerte für die Breschenweite nicht möglich.

### 2.1.4 Sturmflut 1999

Im Dezember 1999 kam es in Dänemark zur wohl schwersten Sturmflut des Jahrhunderts (Sturmflut Anatol) an der dänischen Nordseeküste (Bernitt und Madsen 2008). Dabei



wurden Teile der Deichlinie komplett zerstört. Bei Bröns im südlichen Dänemark wurde ein Deichbruch mit einer Breschenweite von 85 m dokumentiert. Weitere Bruchweiten sind nicht bekannt und erlauben keine statistische Auswertung.

### 2.1.5 Hurrikan Katrina 2005

Während des Hurrikans Katrina traten entlang der südöstlichen Küste der USA im August 2005 verheerende Schäden auf (Bernitt und Lynett 2010). Die schwersten Schäden und die meisten Deichbrüche ereigneten sich dabei im Raum New Orleans, weshalb sich der vorliegende Bericht auf dieses Gebiet beschränkt. Infolge des Hurrikans wurde die US-amerikanische Organisation Interagency Performance Evaluation Task Force (IPET) gegründet, welche die Deichbruchursachen und die Deichbruchweiten untersuchte. Im Zuge dieser Untersuchungen wurden die Höhen der Deichlinie vor und nach dem Hurrikan aufgenommen (IPET, 2006a und IPET, 2006b). Das Stadtgebiet von New Orleans wird in drei Bereiche aufgeteilt: die Deiche an den Kanälen, welche zum Lake Pontchartrain führen, den *New Orleans East Back Levees* (NOEBL) und den *Chalmette Levees*. Die Unterteilung ist in Abb.4 zu erkennen. Die drei Bereiche werden getrennt voneinander im Hinblick auf die eingetretenen Deichbruchweiten untersucht. Hierfür werden die Höhenangaben der Deiche vor und nach dem Hurrikan miteinander verglichen, um so die Positionen und Ausmaße der Deichbrüche zu ermitteln. Im Bereich der Kanäle ist es zu sieben Deichbrüchen gekommen, für die lediglich an drei Stellen Angaben zu den Deichbruchweiten vorliegen (137 m, 91 m und 24 m). Aufgrund der geringen Anzahl an Werten erfolgt für diesen Bereich keine statistische Auswertung.



Abbildung 4: Übersicht der Deichabschnitte in New Orleans.

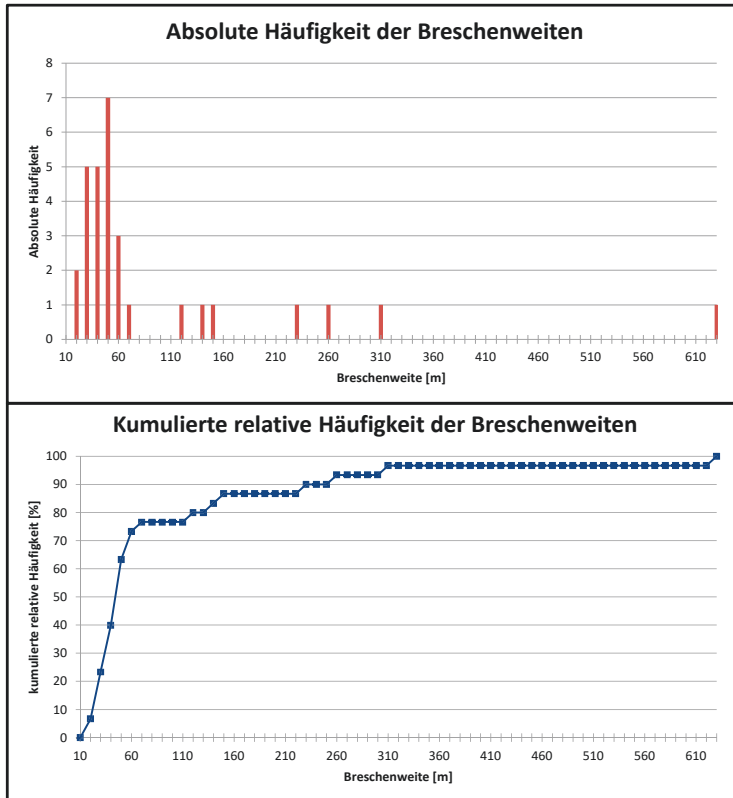


Abbildung 5: Absolute und kumulierte relative Häufigkeiten der Breschenweiten an den NOEBL-Deichen 2005.

In den beiden anderen Bereichen NOEBL und Chalmette Levees ist es während des Hurrikans zu deutlich mehr Deichbrüchen gekommen: 30 an den NOEBL-Deichen und 98 an den Chalmette Levees. Die Verteilung der aufgetretenen Deichbruchweiten kann den Abb. 5 und Abb. 6 entnommen werden. Auch ist zu erkennen, dass an den NOEBL-Deichen 77 % und an den Chalmette Levees 74 % der Deichbruchweiten kleiner als 100 m betragen. Die Mittelwerte betragen 87,7 m für die NOEBL-Deiche und 109 m für die Chalmette Levees. Die Abweichungen in den Mittelwerten lassen sich mit den unterschiedlichen Extremwerten erklären, die in den beiden Bereichen aufgetreten sind: An den NOEBL-Deichen beträgt der Minimalwert 15,2 m und der Maximalwert 624,8 m, während bei den Chalmette Levees der Minimalwert 8,4 m und der Maximalwert 1026 m beträgt.



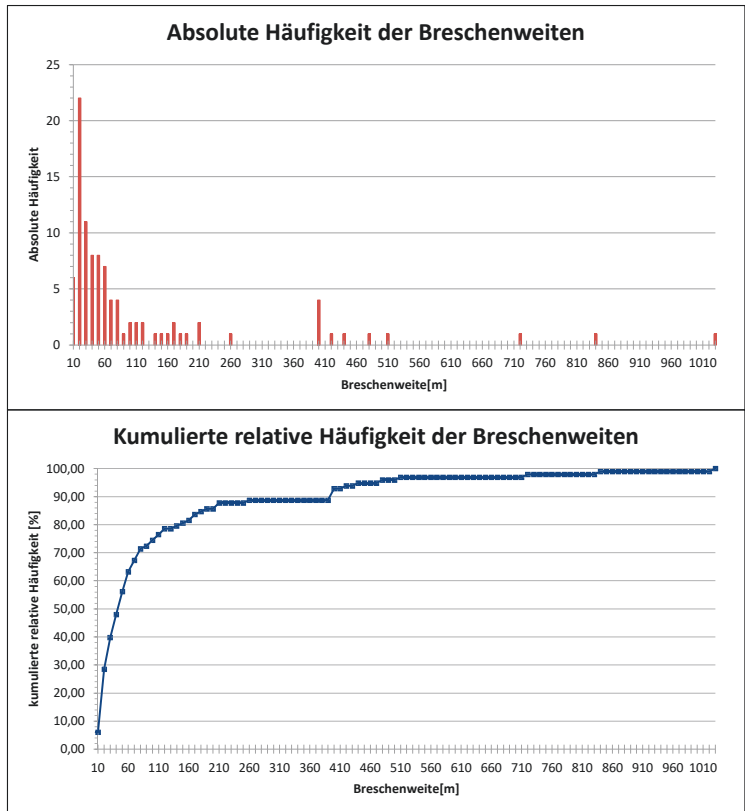


Abbildung 6: Absolute und kumulierte relative Häufigkeiten der Breschenweiten an den Chalmette Levees 2005.

Der Bruch mit dem maximalen Wert in Höhe von 1026 m ist in Abb. 7 dargestellt. Es ist nicht eindeutig zu erkennen, ob es sich hierbei um einen großen Bruch handelt oder ob sich mehrere kleinere Brüche zu einer Bruchstelle verbunden haben.

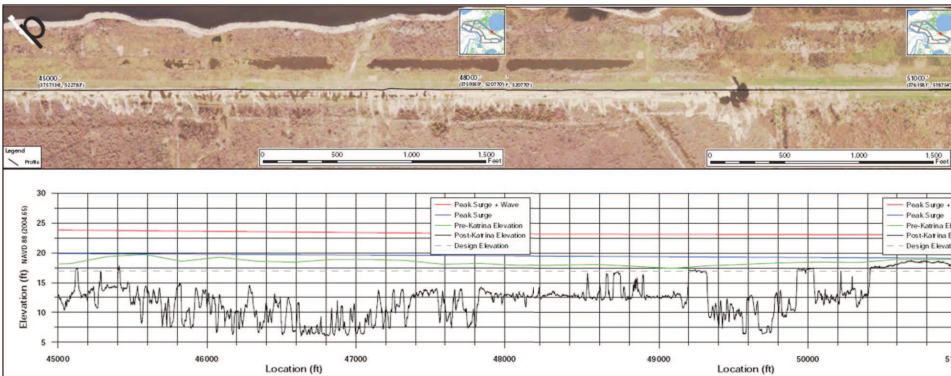


Abbildung 7: Größter Bruch an den Chalmette Levees (IPET 2006b).

## 2.2 Deichscharte und -stöpen

Deichscharte und -stöpen sind Unterbrechungen in einem Deichkörper, durch die ein Verkehrsweg hindurchführt. Öffnungen dieser Art bilden Schwachstellen in der Deichlinie, weshalb sie generell vermieden werden sollten. Es ist jedoch nicht immer möglich, den Verkehr über die Deichkrone zu führen. Gerade im Hafen- oder Stadtbereich ist eine Durchfahrt oft unerlässlich. Bei Sturmflutgefahr müssen Deichscharte und -stöpen geschlossen werden, um ihre Betriebsbereitschaft herzustellen. Dabei wird zwischen mobilen und ortsfesten beweglichen Verschlüssen unterschieden. Die ortsfesten beweglichen Verschlüsse (z. B. Tore oder klappbare Systeme) sind normalerweise in Aussparungen oder Nischen untergebracht. Zu den mobilen Verschlüssen zählen beispielsweise Dammbalkensysteme. Sie werden in der Nähe gelagert und müssen im Hochwasserfall zum Einsatzort transportiert und dort aufgebaut werden (Sowa 2010). Zur Gewährleistung der doppelten Verschlussicherheit werden Torverschlüsse häufig mit dahinter angeordneten Dammbalkenverschlüssen in ihrer Schutzfunktion unterstützt (Kramer 2011). Bei Deichscharten und -stöpen tritt ein Versagen ein, wenn das anstehende Wasser nicht mehr zurückgehalten werden kann und somit die von dem jeweiligen Deich geschützte Region gefährdet wird. Im Wesentlichen kann ein Versagen dadurch entstehen, dass die Öffnung nicht innerhalb der zur Verfügung stehenden Zeit geschlossen werden kann. Außerdem kann es zu einem Versagen durch Stabilitätsverlust, durch eine Sickerströmung unterhalb des Verschlusses oder durch ein anderes geotechnisches Versagen des Untergrundes kommen (Kortenhaus et al. 2006). Es existieren viele unterschiedliche Variationen von Verschlussystemen. Für ortsfeste und bewegliche Verschlüsse werden exemplarisch die Versagensmechanismen von Dammbalkensystemen dargestellt.

### 2.2.1 Systemspezifische Versagensanfälligkeit

Die einsetzbaren Verschlüsse sind aufgrund ihrer spezifischen Konstruktionen in Bezug auf die in Abb. 8 aufgeführten Gefährdungsszenarien unterschiedlich anfällig. Dies führt je nach gegebenen Randbedingungen zu unterschiedlichen Versagensmechanismen und -wahrscheinlichkeiten. Abb. 8 gibt qualitativ systemspezifische Vulnerabilitäten für verschiedene Gefährdungsszenarien an. Dabei ist eine Abstufung nur innerhalb der beiden Systeme (Dammbalken- und Torsysteme) möglich, d. h. die Farbdifferenzierung ist nur in vertikaler Richtung aussagekräftig (BWK 2005).

	Gefährdungsszenarien									
	Einwirkungen				System		Sicherheit		Logistik	
	Treibgut-anprall	Schiffs-anprall	Fahrzeu-ganprall	Überströmen	Korrosion/Alterung	Technischer Ausfall	Sabotage	Diebstahl	Lagerung/Wartung	Aufbau/Abbau
Damm-balkensysteme										
Torsysteme										

**Legende:**

	Keine/geringe Vulnerabilität eines Systems gegenüber einem Gefährdungsrisiko
	Relevante Vulnerabilität eines Systems gegenüber einem Gefährdungsrisiko
	Besonders relevante Vulnerabilität eines Systems gegenüber einem Gefährdungsrisiko

**Geteilte Felder** bedeuten: Die Relevanz der Vulnerabilität ist abhängig von der gewählten Systemausführung (ansonsten gleiche Farbkodierung)

Abbildung 8: Systemspezifische Vulnerabilitätsmatrix (nach BWK 2005).

Damm-balkensysteme sind wesentlich anfälliger für jede Art von Stoßbelastung (sei es Treibgut-, Schiffs- oder Fahrzeuganprall) als Torsysteme. Kleine Relativverschiebungen können aufgrund des schichtartigen Aufbaus des Systems bereits zu einer Bildung von Undichtigkeiten und damit zu Spaltströmen führen, die die Standsicherheit des Systems gefährden. Es ist jedoch zu beachten, dass die Wahrscheinlichkeit eines Anpralls aufgrund der begrenzten Länge des Verschlussystems relativ gering ist. Schiffsanprall ist z. B. nur bei größerer Aufbauhöhe zu berücksichtigen. Ohne ausreichende Gegenmaßnahmen sind sowohl Damm-balkensysteme als auch Torsysteme versagensanfällig für durch Überströmung erzeugte Schwingungen. Diese bewirken dynamische Kräfte, die bei Damm-balkensystemen die Stauwand, Stützen, Befestigungen und Fundamente beanspruchen und bei Torsystemen auf Lager, Führungen, Fundamente, Dichtungen und Verzahnungen eine kritische Wirkung haben können. Torsysteme sind in Bezug auf Alterung bzw. Korrosion weniger vulnerabel als Damm-balkensysteme. Korrosion wirkt sich bei Torsystemen vor allem auf die zur Sicherung der Beweglichkeit benötigten Elemente (z. B. Führungen, Lager oder Rollen) negativ aus. Bei Damm-balkensystemen hingegen werden insbesondere die Dichtungen der einzelnen Elemente durch Alterung gefährdet. Diese können verspröden oder reißen, sodass die Dichtheit und damit auch die Standsicherheit des Gesamtsystems bedroht wird. Systeme, die bei ihrer Bewegung technisch unterstützt werden, sind vulnerabel gegenüber einem Ausfall dieser Hilfsmittel. Dies spielt nur bei maschinell betriebenen Toren eine Rolle. Damm-balkensysteme werden immer manuell aufgebaut. Deshalb bestehen sie auch aus vielen Einzelteilen, wie z. B. Befestigungseinrichtungen wie Schrauben oder Bolzen, und sind damit sehr anfällig für Sabotage oder Diebstahl. Während Diebstahl bei Torsystemen ausgeschlossen werden kann, bieten die frei zugänglichen Damm-balken viele Sabotagemöglichkeiten. Sowohl bei Tor-

als auch bei Dammbalkensystemen ist die Wartung sehr wichtig. Bei Torsystemen ist darauf zu achten, dass sich die beweglichen Elemente sowie die eventuell vorhandene Maschinentechnik in einem funktionstüchtigen Zustand befinden, Dammbalken müssen nach einem Einsatz gewartet und gegebenenfalls gerichtet werden. Zusätzlich ist bei Dammbalkensystemen eine sachgemäße Lagerung wichtig, um Korrosion oder andere Beschädigungen zu vermeiden. Der Aufbauvorgang besteht bei Torverschlüssen darin, die Tore automatisch oder manuell zu verschließen. Dabei kann es zu einem Versagen kommen, wenn die Tore, z. B. durch parkende Fahrzeuge, blockiert werden. Bei Dammbalkensystemen ist der Aufbau aufgrund der vielen Einzelteile und notwendigen Handgriffe sehr personalintensiv. Dieser Systemtyp ist somit besonders bei untrainiertem und unqualifiziertem Personal bzw. fehlerhaftem Aufbau versagensanfällig. Zudem sind Dammbalkensysteme transportintensiv und damit vulnerabel bei unzureichenden Transportkapazitäten oder eingeschränkter Erreichbarkeit des Lagers (BWK 2005).

### 2.2.2 Versagen durch nicht rechtzeitige Herstellung der Einsatzbereitschaft

Die Herstellung der Einsatzbereitschaft hängt von vielen Faktoren ab. Im Wesentlichen ist dabei zwischen ortsfesten und mobilen Verschlüssen zu unterscheiden. Ortsfeste, bewegliche Verschlüsse, die elektromechanisch oder hydraulisch betrieben werden, können im Notfall meist auch manuell verschlossen werden (BSU Hamburg o. J.). Der Einsatz mobiler Systeme ist zum Teil mit erheblichem personellem, maschinellem und logistischem Aufwand verbunden, der eine im Ernstfall auch unter schwierigen Bedingungen funktionierende Alarm- und Einsatzplanung erfordert (BWK 2005). Das wichtigste Kriterium bei der Untersuchung der rechtzeitigen Einsatzbereitschaft ist die Vorwarnzeit. Bereits mehrere Tage vor Eintritt einer Sturmflut kann vor Extremwasserständen gewarnt werden, sodass mögliche Dienstbereitschaften bereits vorgeplant werden können. Es muss sichergestellt werden, dass die Vorwarnzeit ausreicht, um die Deichscharte und Stöpen zu verschließen. Das heißt, die Vorwarnzeit  $t_{\text{Vorwarn}}$  muss länger sein als die Bereitstellungszeit  $t_{\text{Bereit}}$ . Letztere stellt die benötigte Zeitspanne für die Bereitstellung des Hochwasserschutzes des jeweiligen Systems dar (BWK 2005).

$$t_{\text{Vorwarn}} > t_{\text{Bereit}} \cdot c_{\text{Sicherheit}} \quad (1)$$

Die Bereitstellungszeit wird durch den Sicherheitsfaktor  $c_{\text{Sicherheit}}$  erhöht, um eventuelle unvorhergesehene Ereignisse, die den Ablauf behindern, zu berücksichtigen. Solche Behinderungen im Ablauf können unter anderem durch den Ausfall von Transportfahrzeugen oder Arbeitskräften, durch parkende Fahrzeuge in der Zufahrt oder durch verklemmte oder vereiste Abdeckplatten für Einbauprofile entstehen. Die Größe der Bereitstellungszeit hängt von der Art des Verschlusssystems ab. Für einen mobilen Verschluss, wie z. B. ein Dammbalkensystem, setzt sie sich aus der Alarmierungszeit  $t_{\text{Alarm}}$ , der Beladungszeit  $t_{\text{Beladung}}$ , der Transportzeit  $t_{\text{Transport}}$ , der Sicherungszeit  $t_{\text{Sicherung}}$  und der Aufbauzeit  $t_{\text{Aufbau}}$  zusammen (BWK 2005):

$$t_{\text{Bereit}} = t_{\text{Alarm}} + t_{\text{Beladung}} + t_{\text{Transport}} + t_{\text{Sicherung}} + t_{\text{Aufbau}} \quad (2)$$

Bei beweglichen Verschlüssen, beispielsweise bei Toren oder klappbaren Systemen, entfällt sowohl die Beladungs- als auch die Transportzeit. Die Aufbauzeit wird bei diesen Systemen durch die Zeit bestimmt, die für den Schließvorgang benötigt wird. Die

Schließgeschwindigkeiten von Schiebetoren können, je nachdem wie sie betrieben werden, im Mittel ca. 6–10 m pro Minute betragen (Braaker und Ollroge 1980). Dammbalkensysteme stellen hingegen wesentlich zeitintensivere Verschlussysteme dar. Für den Aufbau eines Verschlusses mit 10 m Länge bei Einsatz von 2 Personen kann, je nach Höhe des Verschlusses, eine Aufbauzeit von 1–2 Stunden kalkuliert werden (BWK 2005).

Die Alarmierungszeit ist die Zeit zwischen dem Zeitpunkt der Alarmmeldung und der Einsatzbereitschaft des Personals. Um eine frühzeitige Einsatzbereitschaft zu gewährleisten, muss ein Alarmplan aufgestellt werden, dem jede einzelne Person ihre Zuständigkeit und ihren Einsatzort entnehmen kann. Da die Zeiten je nach verfügbarem Personal, örtlichen Verhältnissen und den zu Verfügung stehenden Hilfsmitteln mitunter stark variieren können, müssen hohe Sicherheiten eingerechnet werden. Zudem sind die geschätzten Zeiten im Rahmen eines Probeaufbaus zu verifizieren (Sowa 2010). Um jederzeit einen funktionierenden Ablauf bei der Herstellung der Einsatzbereitschaft der Deichlinie gewährleisten zu können, müssen regelmäßig Übungen abgehalten werden. Dabei werden die Alarm- und Einsatzpläne überprüft und gleichzeitig wird dafür gesorgt, dass die Einsatzkräfte ihre Qualifikation beibehalten (BWK 2005).

### 2.2.3 Versagen durch Stabilitätsverlust oder Materialversagen

Es treten im Betriebs- und Versagenszustand mobiler und ortsfester beweglicher Verschlüsse die gleichen Lasten auf wie bei stationären Schutzsystemen. Allerdings weisen sie systembedingt eine höhere Versagenswahrscheinlichkeit auf als die stationären Systeme (Köngeter 2002). Schon allein durch ihr geringeres Gewicht sind die verschiedenen Verschlussysteme, was ihren Widerstand betrifft, wesentlich schwächer als stationäre Hochwasserschutzsysteme (Sowa 2010).

Die Bemessung der Torverschlüsse wird normalerweise für den reinen Hochwasserfall gemäß DIN 19704 und DIN 19705 für Stahlwasserbauten durchgeführt (Braaker und Ollroge 1980). Zusätzlich müssen jedoch auch Belastungen aus eventuellen Montagevorgängen oder aus z. B. im Hafenbereich möglichem Fahrzeuganprall berücksichtigt werden (Braaker und Ollroge 1980).

Für die Bemessung mobiler Systeme sind ähnliche Lastannahmen zu treffen. Als Einwirkungen werden hier das Eigengewicht der Konstruktion, die hydrostatischen und hydrodynamischen Beanspruchungen, der Anprall von Treibgut und Eisstoß, die Windlast sowie Verkehrslasten berücksichtigt. Zusätzlich sind als außergewöhnliche Lastfälle der Ausfall einer Zugschraube am Stützenfuß sowie das Überströmen des Systems zu betrachten (BWK 2005). Dammbalken können aus Holz sein, meist sind die heute verwendeten Elemente des geringen Gewichts wegen jedoch aus Aluminium gefertigt, sodass sie von Hand eingebaut werden können. Dass ein Dammbalken aus der Halterung herausgerissen wird, ist sehr unwahrscheinlich. Allerdings hat die Fertigung der Elemente aus Aluminium den Nachteil, dass sie relativ anfällig für Beschädigungen oder Verbiegung sind, was z. B. durch einen Anprall bei Transport, Montage oder im Einsatz hervorgerufen werden kann. In einem solchen Fall ist es aber möglich, das beschädigte Element zu entfernen, die darüber liegenden Elemente nach unten nachzuschieben und gegebenenfalls ein Ersatzelement von oben anzufügen. Das Versagen eines Einzelelementes vor oder während der Installation hat also nicht das Versagen des gesamten Verschlusses zur Folge. Eine Reparatur wäre auch unter Einsatzbedingungen noch denkbar. Um eine Un-

tergrundabdichtung auch bei unebener Fläche gewährleisten zu können, wird das unterste Dammbalkenelement mit einer dickeren, elastischen Dichtung versehen. Eine weitere Möglichkeit wäre, eine passgenaue stationäre Bodenschiene in den Untergrund einzulassen (Sowa 2010).

Fahrzeuganprall wird sowohl bei Toren als auch bei Dammbalkenverschlüssen in die Betrachtungen einbezogen. Dazu wird laut BWK (2005) in einer Höhe von 1,2 m eine horizontal drückende Streckenlast von 5 kN/m angesetzt. Berücksichtigt wird dadurch jedoch höchstens ein langsam fahrendes, rangierendes Montagefahrzeug. Einem Anprall durch ein schnell fahrendes Fahrzeug können die mobilen Elemente in der Regel nicht standhalten. Außerdem muss bei sehr schweren Sturmfluten vor allem im Hafenbereich damit gerechnet werden, dass Treibgut unkontrolliert im Wasser schwimmt und gegen das Verschlussystem prallt. Dies kann, wie im Abschnitt 2.2.1 bereits beschrieben, vor allem bei Dammbalkenverschlüssen zum Versagen führen. Zur Berücksichtigung solcher Treibgutstöße wird bei der Bemessung pauschal eine Stoßbelastung von 30 kN auf Höhe des Wasserstandes angenommen (Braaker und Ollroge 1980).

#### 2.2.4 Versagen durch Versagen des Untergrundes

Die oben beschriebenen Belastungen müssen über Fundamente in den Untergrund abgetragen werden. Bei Torverschlüssen nehmen die seitlichen Tragkonstruktionen, die je nach örtlichen Gegebenheiten variieren und die Teil des stationären Systems sind, die Lasten auf und leiten diese in das Fundament ab. Bei Dammbalkensystemen werden die Lasten über Nuten in die seitliche Tragkonstruktion oder, je nachdem wie groß die zu verschließende Öffnung ist, in zusätzlich mittig aufgestellte Stützmasten abgetragen (vgl. Abb. 9). Für diese Stützmasten müssen in festen Einzelfundamenten eingelassene Aufnahmevorrichtungen vorgesehen sein (Nachtnebel et al. o. J.).

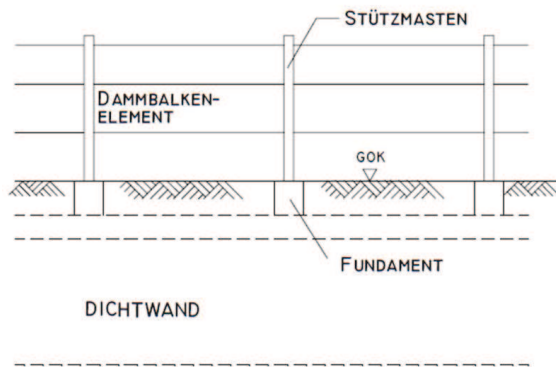


Abbildung 9: Dammbalkensystem (Nachtnebel et al. o. J.).

### 2.3 Mauern

Aufgrund der in der Öffentlichkeit oftmaligen Gleichsetzung bezüglich der Begriffsdefinitionen von Hochwasserschutzmauern und immobilen Hochwasserschutzwänden ist im Vorfeld eine klare Differenzierung der besagten Schutzeinrichtungen notwendig. Der

Begriff Mauer entspringt dem Begriff Mauerwerk. Ein Mauerwerk ist ein Gebilde aus vertikal gestapelten und sich überlappenden Steinen, meist aus Klinker, Ziegel oder Naturstein. Durch die Entwicklung des Stahlbetonbaus um 1900 n. Chr. wurde dieser Begriff auf vertikale Stahlbetonscheiben übertragen. Mauern beschreiben demnach immer eine Konstruktion aus quarzhaltigen Bausubstanzen als Hauptbestandteil. Wände hingegen können aus beliebigem Material hergestellt werden und müssen nicht zwangsweise Stahlbeton- oder Mauerbauwerke sein. Charakteristisch für den Begriff Wand ist die Eigenschaft der flächigen horizontalen Blockade. So kann beispielsweise auch eine Menschenmenge eine Wand darstellen, indem sie eine geschlossene Sperrvorrichtung bildet. Immobile Hochwasserschutzwände werden häufig aus Panzerglas, Holz- oder Stahldielen, aber auch aus Stahlbeton hergestellt. Der Unterschied zwischen einer Hochwasserschutzmauer und einer stationären Hochwasserschutzwand aus Stahlbeton kann an der Gründungsart ausgemacht werden. Während Hochwasserschutzmauern immer eine fest mit dem Baugrund verankerte Gründung aufweisen, können stationäre Hochwasserschutzwände aus Stahlbeton auf das Erdreich aufgesetzt und mit weiteren Stützkonstruktionen als Blockadevorrichtung definiert werden.

Eine weitere Problematik bezüglich der Klassifizierung von Hochwasserschutzmauern stellt sich bei der Definition dieser Bauwerke heraus. Im Rahmen der Literaturrecherche ist aufgefallen, dass in vielen Fällen eine Gleichsetzung von Ufermauern, Strandmauern und den eigentlichen Hochwasserschutzmauern erfolgt. Berücksichtigt werden muss die Tatsache, dass Ufer-, Strand- und Hochwasserschutzmauern eine durchaus zweckübergreifende Schutzaufgabe übernehmen können, jedoch mit unterschiedlichen Primärzielen erbaut werden. Strandmauern beispielsweise schützen die Strandpromenade vor Wellenaufprall und somit vor Erosions- und Dünenverlusteffekten. Dabei schützen sie durchaus auch das dahinterliegende Land vor Überflutung. Sofern jedoch keine landseitige Erhöhung der Geländeoberkante erfolgt oder die Kronenhöhe gleich der landseitigen Geländeoberkante ist, wurde höchstwahrscheinlich nicht primär das Ziel des Hochwasserschutzes verfolgt, sondern die des Dünen- und Geländeschutzes.

### 2.3.1 Versagensfälle und genormte Nachweise

Zur Betrachtung der Versagensfälle an einer Winkelstützmauer werden diverse DIN Normen und andere Regelwerke herangezogen. Es erfolgt dabei eine Unterscheidung der Versagensfälle nach statischen, geostatischen, hydraulischen und geohydraulischen Mechanismen.

Den statischen Nachweis gegen Überschreitung der maximalen Querkraft erklärt Gleichung (3). Gleichung (4) beschreibt die Bedingung für ausreichende Biegezugfestigkeit. Beide Nachweisverfahren sind der DIN 1045: 208 zu entnehmen.

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,max} = b_w \cdot z \cdot \alpha_C \cdot f_{cd} \cdot \frac{\cot \theta + \cot \alpha}{1 + \cot^2 \theta} \quad (3)$$

mit:	$z$	=	innerer Hebelarm = $0,9 \cdot d_{stat}$
	$d_{stat}$	=	statische Nutzhöhe
	$V_{Rd,max}$	=	Druckstreben­tragfähigkeit
	$V_{Ed}$	=	Bemessungswert der einwirkenden Querkraft



$\alpha_c$	=	Faktor zur Begrenzung der Druckspannungen infolge Querszug = 0,75 für Normalbeton
$\alpha$	=	Winkel der Bewehrung (im Regelfall $\alpha = 90^\circ$ )
$f_{cd}$	=	Bemessungswert der Betondruckfestigkeit
$b_w$	=	Breite bzw. Dicke der Wand
$\cot \theta$	=	Druckstrebenneigung

$$\text{erf.} A_s \leq \text{vorh.} A_s \quad (4)$$

mit:  $A_s$  = Fläche der Längsbewehrung (Ermitteln der erforderlichen Längsbewehrung (erf.  $A_s$ ) erfolgt beispielsweise über das Verfahren der dimensionslosen Beiwerte nach DIN 1045-01: 2008)

Um den Wellendruck auf senkrechte Wände zu analysieren und daraus eine statische Druckfigur abzuleiten, gibt die Richtlinie *Berechnungsgrundsätze für Hochwasserschutzwände, Flutschutzanlagen und Uferbauwerke im Bereich der Tideelbe* der Freien und Hansestadt Hamburg (2007) des Förderprogramms Privater Hochwasserschutz der Hamburg Port Authority (HPA) geeignete Berechnungsverfahren vor, mit denen sich die Wand nach den Grundlagen der Statik berechnen lässt. Die Formeln zur Berechnung der statischen Drücke sind in Gleichung (5) aufgezeigt und werden anhand der Abb. 10 erläutert.

$$p_1 = \frac{F_h}{\frac{1+\chi_1}{2} \cdot d_w + \frac{\eta}{2} \cdot H_{ds}} \quad \text{für die Bemessung ohne Wellenüberlauf}$$

$$p_1 = \frac{F_h}{\frac{1+\chi_1}{2} \cdot d_w + \frac{1+\chi_2}{2} \cdot R_c} \quad \text{für die Bemessung mit Wellenüberlauf} \quad (5)$$

mit:	$d_w$	=	Wassertiefe in m
	$p_1$	=	maximale Druckordinate in Höhe Außenwasserstand in $\text{kN/m}^2$
	$p_2$	=	maximale Druckordinate in der Wassertiefe $d_w$ in $\text{kN/m}^2 = p_1 \cdot \chi_1$
	$p_3$	=	maximale Druckordinate an der Wandoberkante in $\text{kN/m}^2 = p_1 \cdot \chi_2$
	$F_h$	=	Wellenersatzlast (gemäß Tab. 6 und 7 der Richtlinie Berechnungsgrundsätze für Hochwasserschutzwände, Flutschutzanlagen und Uferbauwerke im Bereich der Tideelbe der Freien und Hansestadt Hamburg)
	$R_c$	=	Freibordhöhe in m
	$\chi_i$	=	Druckparameter (vgl. Tab. 8 der Richtlinie Berechnungsgrundsätze für Hochwasserschutzwände, Flutschutzanlagen und Uferbauwerke im Bereich der Tideelbe der Freien und Hansestadt Hamburg)
	$\eta$	=	Wasserspiegelparameter (vgl. Tab. 8 der Richtlinie Berechnungsgrundsätze für Hochwasserschutzwände, Flutschutzanlagen und Uferbauwerke im Bereich der Tideelbe der Freien und Hansestadt Hamburg)

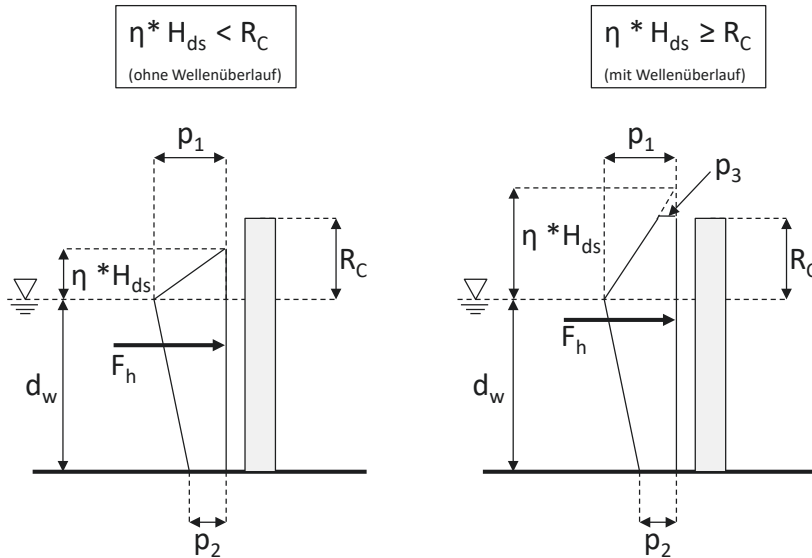


Abbildung 10: Wellendruckbelastung auf senkrechte Wände (nach HPA 2007).

Für die geostatischen Versagensfälle ist für Kippen und Gleiten sowie für den hydraulischen Grundbruch die DIN 1054 (2010) heranzuziehen. Der Kippnachweis dient der Ermittlung der größten zulässigen Ausmittigkeit der Sohldruckresultierenden, da die Sohlfuge nur bis zur zweiten Kernweite aufklaffen darf (Gleichung (6)).

$$e = \frac{M_k}{N_k} \leq \frac{b}{3} \quad (6)$$

mit:	e	=	Ausmitte
	M <sub>k</sub>	=	charakteristischer Wert der Momenteneinwirkung
	N <sub>k</sub>	=	charakteristischer Wert der Normalkrafteinwirkung
	B	=	Breite des Winkelstützfundamentes

Der Nachweis der Sicherheit gegen Gleiten ist in Gleichung (7) beschrieben. Der charakteristische Wert der einwirkenden Horizontalkraft darf dabei die Summe des gewichtskraftinduzierten horizontalen Normalkraftanteils und des charakteristischen passiven Erddrucks nicht überschreiten.

$$T_d \leq R_d + E_{pk} \quad (7)$$

mit:	$R_d$	=	Bemessungswert des Gleitwiderstandes = $N_K \cdot \tan \varphi / \gamma_{GL} + A \cdot c$
	$N_K$	=	charakteristischer Wert der einwirkenden Normalkraft
	$\varphi$	=	Reibungswinkel des Bodens
	$\gamma_{GL}$	=	Teilsicherheitsbeiwert
	$A$	=	kraftübertragende Sohlfläche
	$c$	=	Kohäsion
	$E_{pk}$	=	Bemessungswert des passiven Erddrucks parallel zur Sohlfläche
	$T_d$	=	Bemessungswert der parallel zur Sohlfläche einwirkenden Kräfte

Hinsichtlich des Nachweises gegen einen hydraulischen Grundbruch kann die Strömungskraft über ein Potenzialnetz nach Terzaghi-Peck ermittelt werden. Nachzuweisen ist, dass der senkrechte Anteil der Strömungskraft, welcher durch die anstehende Wasserspiegeldifferenz hervorgerufen wird und von unten auf die Bauwerkssohle wirkt, kleiner als die vom Bodenkörper hervorgebrachte Gewichtskraft unter Berücksichtigung des Wichte reduzierenden Grundwasseranstandes ist. Die nachstehende Gleichung (8) kann anhand der EAU 2004 beschrieben werden.

$$S'_k \cdot \gamma_H \leq G'_k \cdot \gamma_{G,Stb} \quad (8)$$

mit:	$S'_k$	=	Strömungskraft = $\frac{\gamma_w \cdot (h_1 + h_r)}{2} \cdot \frac{t}{2}$
	$G'_k$	=	charakteristischer Wert der Gewichtskraft unter Auftrieb des durchströmten Körpers
	$\gamma_H$	=	Teilsicherheitsbeiwert für die Strömungskraft im Grenzzustand $G_Z$ 1A nach DIN 1054, Tab. 2
	$\gamma_{G,Stb}$	=	Teilsicherheitsbeiwert für günstige ständige Einwirkungen im Grenzzustand GZ 1A nach DIN 1054, Tab. 2
	$G_Z$	=	geotechnischer Grenzzustand
	$\gamma_w$	=	Wichte des Wassers
	$t$	=	Einbindetiefe des Bauwerks auf der Wasser zugeneigten Seite
	$h_r$	=	wirksame Potenzialdifferenz am Wandfußpunkt (Differenz der Standrohrspiegelhöhe am Spundwandfuß gegenüber der Unterwasserspiegelhöhe)
	$h_1$	=	wirksame Potenzialdifferenz an der dem Wandfuß gegenüberliegenden Begrenzung des Grundbruchkörpers

Für den Nachweis gegen Böschungsbruch liefert die DIN 4084: 2009 mit dem lamellenfreien Verfahren nach Fröhlich (Gleichung (9)) eine ausreichende Bemessungsvorgabe. Hierbei wird ein Gleitkreis angenommen, der bei Überschreitung des Erdwiderstandes durch die Belastung resultiert und den Böschungsbruch beschreibt (vgl. Abb. 11).

$$\mu = \frac{E_M}{R_M} = \frac{F \cdot e_1}{R_\varphi \cdot r_\varphi + F_C \cdot r_C} = \frac{F \cdot e_1}{Q \cdot \sin \varphi \cdot r_\varphi + F_C \cdot r_C} \leq 1,0 \quad (9)$$

mit:	$F$	=	Resultierende Bemessungskraft aller einwirkenden Lasten
	$e_1$	=	Abstand vom Kreismittelpunkt und dem Winkel $\omega$ zwischen der Wirkungslinie von $F$ und der Winkelhalbierenden des Gleitkreises
	$Q$	=	Reaktionskraft = $\sqrt{F^2 \cdot 2 \cdot F \cdot F_C \cdot \sin \omega + F_C^2}$
	$F_C$	=	Kohäsionskraft = $2 \cdot c \cdot r \cdot \sin \alpha_r$
	$r_C$	=	Hebelarm der Reibungskraft
	$r_\varphi$	=	Hebelarm der Kohäsionskraft
	$r$	=	Radius des Gleitkreises

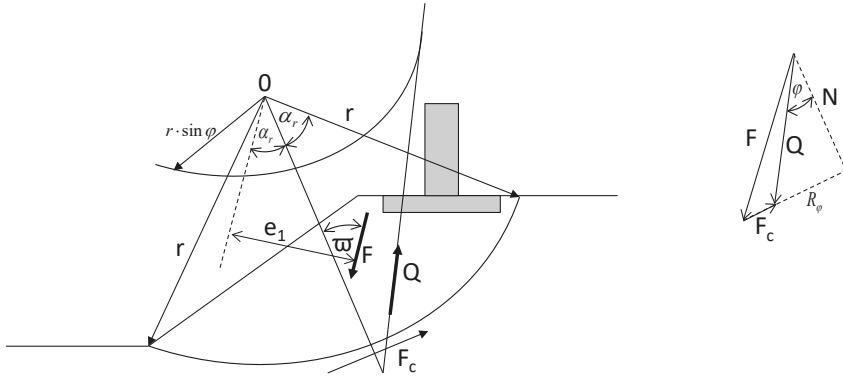


Abbildung 11: Gleitkreis des Böschungsbruchs (nach DIN 4048).

Gemäß der DIN 4017 (2006) wird der Grundbruchnachweis nach Gleichung (10) durchgeführt. Die Formel wird anhand Abb. 12 erläutert. Der einwirkenden Normalkraft aus Wasserdruck und Eigengewicht der Mauer steht ein Bodenwiderstand gegenüber. Dieser Widerstand ist abhängig von:

- dem Breitenglied, welches durch die Fundamentbreite des Bauwerkes beschrieben wird,
- dem Tiefenglied, welches durch die Einbindetiefe des Fundamentes charakterisiert wird und
- dem Kohäsionsglied, das durch die Parameter des Bodens unterhalb der Gründungssohle beeinflusst wird.

$$N_d \leq R_{n,d} \Leftrightarrow N_{G,k} \cdot \gamma_G + N_{Q,k} \cdot \gamma_Q \leq \frac{R_{n,d}}{\gamma_{Gr}}$$

$$R_{n,k} = a' \cdot b' \cdot (\gamma_2 \cdot b' \cdot N_b + \gamma_1 \cdot d \cdot N_d + c \cdot N_c) \quad (10)$$

mit:  $N_b = N_{b0} \cdot v_b \cdot i_b \cdot \lambda_b \cdot \xi = \text{Breitenglied}$

$$N_d = N_{d0} \cdot v_d \cdot i_d \cdot \lambda_d \cdot \zeta_d = \text{Tiefenglied}$$
$$N_c = N_{co} \cdot v_c \cdot i_c \cdot \lambda_c \cdot \zeta_c = \text{Kohäsionsglied}$$
$$\gamma_i = \text{Teilsicherheitsbeiwerte nach Tab. 2 der DIN 1054}$$

$N_d$  = Bemessungswert der einwirkenden Normalkraft

$a', b' =$  um den Einfluss der Exzentrizität abgeminderte Fundamentabmessungen ( $b' \leq a'$ )

$\gamma_1$  = Wichte des Bodens im Einbindebereich

$$\gamma_2 = \text{Wichte des Bodens unterhalb des Fundamentes}$$
$$d = \text{Einbindetiefe des Fundamentes}$$

c = Kohäsion

$N_{i0}$  = Tragfähigkeitsbeiwerte (von Kohäsion abhängig)

$v_i$  = Formbeiwert

$$\dot{i}_i = \text{Neigungsbeiwert}$$
$$\lambda_i = \text{Geländeneigungsbeiwert}$$
$$\xi_i = \text{Sohlneigungsbeiwert}$$

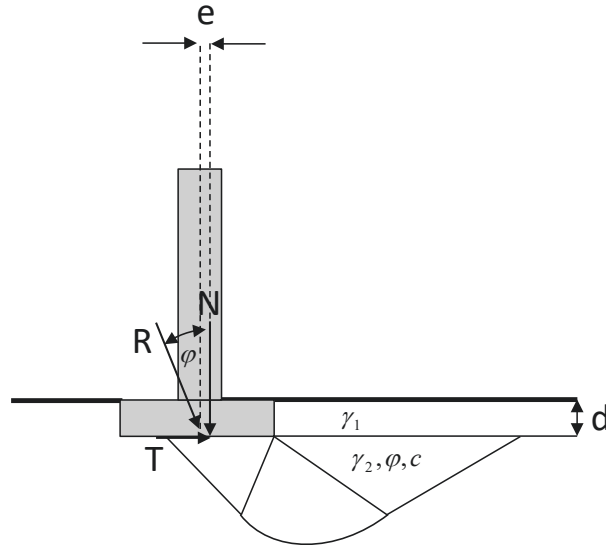


Abbildung 12: Grundbruchfigur (nach DIN 4017 2006).

Der Nachweis für eine ausreichende Deckschichtdicke basiert auf der DIN 19712 (1997).

Der geohydraulische Effekt des Pippings (auch rückschreitende Erosion oder Erosionsgrundbruch genannt) impliziert eine Bodenausspülung an der Gewässersohle infolge von Wasserströmung. Werden infolge des die Bauwerksgründung umströmenden Wassers Bodenteilchen nach oben aus dem Boden herausgelöst, bildet sich entgegen der Fließrichtung des Wassers eine kanalartige Röhre („pipe“), die sich in Richtung Oberwasser entlang der Stromlinien mit dem höchsten Gradienten fortpflanzt (EAU 2004). Um diesen Effekt zu untersuchen, kann Sellmeijer (1988) „On the mechanism of piping under impervious structures“ herangezogen werden. Jedoch schildert die EAU 2004 den Effekt des Pippings als eine Erscheinung, die für jedes Bauwerk separat, anhand seiner örtlichen Gegebenheiten, fachgerecht bewertet werden muss. Ein geeignetes allgemeines Bemessungsverfahren, welches die Wasserstands differenzen von Ober- und Unterwasser sowie die Beschaffenheit der Bodenverhältnisse berücksichtigt, gibt es bislang noch nicht. Jedoch kann bei bindigen Böden im Regelfall davon ausgegangen werden, dass kein Piping auftritt.

Ein Versagen durch Aufschwimmen als hydraulischer Versagensmechanismus muss hier ebenfalls in Betracht gezogen werden, da bei zu hohen vertikalen Auftriebslasten infolge Hochwassereinwirkung das Bauwerk seine Lagesicherheit verlieren kann. Die Gleichung (11) nach DIN 1054 (2010) stellt das Bemessungsverfahren dar.

$$G_{dst,k} \cdot \gamma_{G,dst} + Q_{dst,rep} \cdot \gamma_{Q,dst} \leq G_{stb,k} \cdot \gamma_{G,stb} \cdot T_k \cdot \gamma_{G,stb} \quad (11)$$

- mit:  $G_{dst,k}$  = charakteristischer Wert ständiger destabilisierender vertikaler Einwirkungen  
 $\gamma_{G,dst}$  = Teilsicherheitsbeiwert für ständige destabilisierende Einwirkungen nach A 2.1 der DIN 1054 (2010)  
 $Q_{dst,rep}$  = charakteristischer Wert der veränderlichen destabilisierenden vertikalen Lasten

$\gamma_{Q, dst}$	=	Teilsicherheitsbeiwert für veränderliche destabilisierende Einwirkungen nach Tab. A 2.1 der DIN 1054 (2010)
$G_{stb,k}$	=	unterer charakteristischer Wert stabilisierender ständiger vertikaler Einwirkungen des Bauwerks
$\gamma_{G, stb}$	=	Teilsicherheitsbeiwert für stabilisierende ständige Einwirkungen nach Tab. A 2.1 der DIN 1054 (2010)
$T_k$	=	zusätzlich als stabilisierende Einwirkung angesetzte charakteristische Scherkraft (z. B. Reibungskraft unterhalb der Bauwerkssohle)

Treibgutstoß kann mit dem Eintreten der Flutwelle in Zusammenhang gebracht werden. Fremdkörper im Wasser stellen eine Einzellast dar, welche nach Teil 1 der DIN 1045: 2008 bzw. nach Heft 525 des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton (DafStb 2003) mit 100 kN auf Betonwände angesetzt werden darf (Freie und Hansestadt Hamburg 2007).

Belastungen infolge Eisdruck, Verkehrslast, Fahrzeuganprall, Poller- und Schuttenhalterzug werden als Versagensindikatoren vernachlässigt, da diese in keinem Zusammenhang mit Hochwassereinwirkungen stehen, sondern lediglich wasserstandunabhängige Einwirkungen darstellen, die im Allgemeinfall vermieden werden müssen.

### 3 Zuverlässigkeitsanalyse

#### 3.1 Bestimmung der Versagenswahrscheinlichkeit

Grundsätzlich gibt es drei Ansätze zur Bestimmung der Versagenswahrscheinlichkeit eines Bauwerks:

- Die statistische Analyse,
- die Expertenschätzung und
- die modellbasierte probabilistische Analyse.

Die statistische Analyse erweist sich im Rahmen der Zuverlässigkeitsanalyse von Bauwerken der Küstenschutzlinie als eingeschränkt durchführbar. Grund dafür ist eine zu geringe Datenmenge, resultierend aus der Seltenheit des Auftretens von Versagensereignissen bei Küstenschutzbauwerken. Das zweite Verfahren der Expertenschätzung basiert auf der Einschätzung der Bauwerkszuverlässigkeit durch Fachleute, die Erfahrung mit dem zu analysierenden Bauwerk haben und eine entsprechende fachliche Qualifikation aufweisen. Dieser Ansatz wird angewendet, wenn kein Datenmaterial oder keine Modellverfahren zur Verfügung stehen (Merz 2006). Das abschließende dritte Verfahren, die modellbasierte probabilistische Analyse, kann in drei grundlegende Schritte unterteilt werden:

- Aufbau eines deterministischen Modells, abgeleitet aus einer Systemanalyse des Bauwerkstyps zur Modellierung des Versagensereignisses,
- Ermittlung der Verteilungsfunktionen mit ihren parametrischen Kenngrößen der Modelleingangsgrößen für ein Hochwasserschutzbauwerk und
- Berechnung der Eintrittswahrscheinlichkeit eines Versagensereignisses am Modell des Bauwerkstyps mit gegebenen Verteilungsfunktionen der Eingangsgrößen.

Erster Schritt in der modellbasierten probabilistischen Analyse ist eine strukturierte Erfassung der Ereignisse, die zu dem Hauptereignis – in diesem Fall dem Versagensereignis eines Hochwasserschutzbauwerks – führt. Die Fehlerbaumanalyse (Hartford und Baecher



2004; DIN 25424 1981) kann diesen Analyseschritt als graphisches Werkzeug strukturiert und übersichtlich unterstützen. Nach der Festlegung der versagensrelevanten Ereignisse in der Fehlerbaumanalyse gilt es, die Prozesse, die zu diesen Ereignissen führen, basierend auf physikalischen oder empirischen Gesetzmäßigkeiten modellhaft zu beschreiben. Die Ergebnisse dieser Prozesse gehen in die so genannten Versagensmechanismen des Systems ein. Allgemein mathematisch beschrieben werden die Versagensmechanismen durch die Grenzzustandsgleichung  $Z(W, E)$ . Diese vergleicht die Einwirkung  $E$  auf ein Bauwerk mit dem bauwerksspezifischen Widerstand  $W$ :

$$Z(W, E) = W - E \quad (12)$$

Sind die Einwirkungen  $E$  größer als der Widerstand  $W$ , wodurch  $Z(W, E)$  kleiner null gilt, so versagt das Bauwerk (Gleichung 13).

$$Z(W, E) < 0 \Rightarrow \text{Bauwerksversagen} \quad (13)$$

Die Eingangsgrößen der Modelle charakterisieren dann eine individuelle Realisierung eines Bauwerks. Zu den Eingangsgrößen auf der Einwirkungsseite gehören bauwerksbelastende Größen wie Wasserstände oder Windgeschwindigkeiten. Die widerstandsrelevanten Größen fassen geometrische und materialspezifische Eigenschaften des Bauwerks zusammen. Ausgehend von dem definierten Hauptereignis bis hin zu den Eingangsgrößen nimmt der Detaillierungsgrad in der Modellbildung zu (Abb. 20).

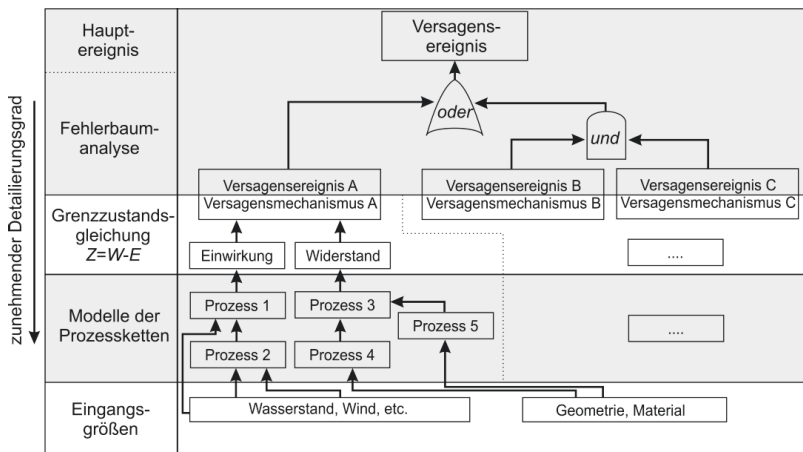


Abbildung 20: Modellhafte Beschreibung eines Versagensereignisses.

Die Modellbildung folgt rein deterministischen Gesetzmäßigkeiten. Eigentliches Ziel der Zuverlässigkeitsanalyse ist jedoch die Bestimmung der Eintrittswahrscheinlichkeit eines Versagensereignisses. Um dies zu erreichen, werden die Eingangsdaten als Zufallsgrößen im Modell abgebildet. Ihre Verteilungsfunktionen, charakterisiert durch Verteilungstyp und entsprechende parametrische Kenngrößen wie z. B. Erwartungswert und Standardabweichung, berücksichtigen die natürliche Variabilität (aleatorisch) und epistemische Unsicherheiten der jeweiligen Eingangsgröße.

Der letzte Schritt in einer modellbasierten probabilistischen Analyse besteht darin, die Fortpflanzung der Wahrscheinlichkeitsverteilungen der Eingangsgrößen durch das

modellierte System bis hin zur Auftretenswahrscheinlichkeit des definierten Versagensereignisses zu berechnen (Merz 2006). Dazu sind nach CUR 141 (1990) drei abgestufte Ansätze anwendbar:

- Modellbasierte, deterministische Analyse nach den Level-I-Verfahren: Diese Verfahren stellen einen Sonderfall dar. Die Eingangsgrößen werden als deterministische Größen und nicht als Zufallsgrößen abgebildet. Die Eintrittswahrscheinlichkeit eines Versagensereignisses ist dann entweder eins – das sichere Ereignis, das in jedem Fall bei der vorgegebenen Konstellation der Eingangsgrößen eintritt – oder null, d. h. das unmögliche Ereignis, das bei der vorgegebenen Konstellation der Eingangsgrößen nie eintritt. Es handelt sich um eine deterministische Analyse. Über die Größe der zusammengefassten Einwirkungen bzw. Widerstände kann eine Bauwerksauslastung bzw. ein Sicherheitsfaktor berechnet werden.
- Modellbasierte, probabilistische Analyse nach den Level-II-Verfahren: Diese Gruppe fasst approximative Verfahren zur Berechnung der Auftretenswahrscheinlichkeit eines Ereignisses zusammen. Die FORM-Methode (First Order Reliability Method) oder die SORM-Methode (Second Order Reliability Method) gehören zu den Level-II-Verfahren. Approximationen beziehen sich beispielsweise auf eine Linearisierung der Grenzzustandsgleichung durch eine Taylor-Reihenapproximation oder auf die Annahme von normalverteilten Wahrscheinlichkeitsdichten der Eingangsgrößen.
- Modellbasierte, probabilistische Analyse nach den Level-III-Verfahren: Eine Betrachtung der kompletten Wahrscheinlichkeitsdichten der Eingangsgrößen ohne Vereinfachungen findet statt. Zu diesen Verfahren zählt beispielsweise die direkte analytische Integration oder eine numerische Integration mit Hilfe der Monte-Carlo-Analyse.

### 3.2 Die Einwirkungsversagensfunktion

Das Konzept der Einwirkungs-Versagensfunktion ist im Rahmen der Zuverlässigkeitsanalyse von Ingenieurbauwerken entwickelt worden (Casciati und Faravelli 1991). Dawson et al. (2005) oder Van der Meer et al. (2009) wenden sie bei der Zuverlässigkeitsanalyse von Küstenschutzbauwerken wie Deichen oder Hochwasserschutzmauern an.

Die Einwirkungs-Versagensfunktion  $Frc(x)$  fasst die Zuverlässigkeit eines Bauwerkes in Abhängigkeit einer definierten Einwirkungsgröße zusammen (Hall et al. 2004). Im gegebenen Kontext wird der Wasserstand am Bauwerk als einwirkende Größe definiert. Sie stellt die bedingte Eintrittswahrscheinlichkeit eines Versagensereignisses  $P(\text{Versagen}|\text{Einwirkung}) [-]$  auf der Abszisse in Abhängigkeit des Wasserstandes  $b$  [m] auf der Ordinate dar (Abb. 21).

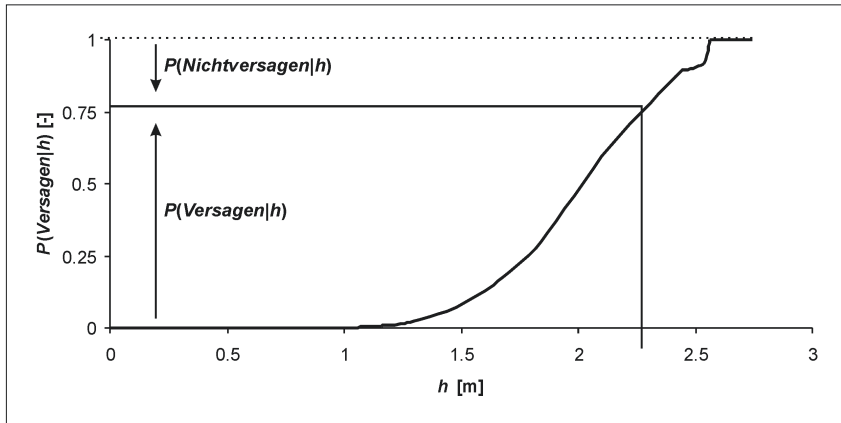


Abbildung 21: Einwirkungs-Versagensfunktion  $Frc(h)$ .

Die bedingte Eintrittswahrscheinlichkeit eines Nichtversagensereignisses (Komplementärereignis) berechnet sich dementsprechend zu:

$$P(\text{Nichtversagen}|h) = 1 - P(\text{Versagen}|h) \quad (14)$$

Die Einwirkungs-Versagensfunktion beginnt im Ursprung – eine Einwirkung von null hat somit eine Versagenswahrscheinlichkeit von null zur Folge – und nähert sich bei steigenden Einwirkungen einer Versagenswahrscheinlichkeit von eins an. Die Kurve ist monoton steigend. Wird eine Versagenswahrscheinlichkeit von eins erreicht, versagt das Bauwerk in jedem Fall.

### 3.3 Berechnungsverfahren

Im Rahmen der Zuverlässigkeitsanalyse des Entscheidungsunterstützungssystems ProMaIDes wird auf die Monte-Carlo-Analyse als Level-III-Verfahren zurückgegriffen (CUR 141 1990). Sie zeichnet sich durch ihre Robustheit sowie die Möglichkeit, auch komplexe Versagensmechanismen ohne Vereinfachungen abbilden zu können, aus.

Zur Berechnung diskreter Stützstellen der Einwirkungs-Versagensfunktion ist die Monte-Carlo-Analyse mehrfach durchzuführen (Bachmann et al. 2009). Pro Monte-Carlo-Analyse wird ein diskreter Punkt der Einwirkungs-Versagensfunktion berechnet, wobei der auf das Bauwerk einwirkende Wasserstand  $h_i$  [m] als deterministische Größe modelliert wird. Das Ergebnis der Monte-Carlo-Analyse ist die zu diesem Wasserstand zugehörige bedingte Versagenswahrscheinlichkeit  $P(V|h_i)$  [-] (Abb. 22).

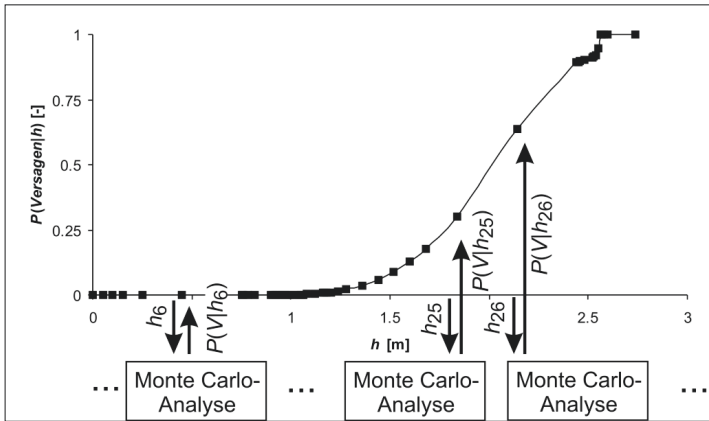


Abbildung 22: Berechnung diskreter Punkte (Quadrate) der Einwirkungs-Versagensfunktion mit der Monte-Carlo-Analyse.

Des Weiteren ist die Vorgabe von diskreten Werten der Einwirkungs-Versagensfunktion für ein Bauwerk über eine Dialog-Komponente berücksichtigt. Durch Experten geschätzte Versagenswahrscheinlichkeiten für Bauwerke, für welche keine modellbasierte probabilistische Analyse zur Verfügung steht, können so an das System übergeben werden.

#### 4 Schriftenverzeichnis

- Bachmann, D.; Huber, N. P.; Schüttrumpf, H.: Fragility Curve Calculation for Technical Flood Protection Measures by the Monte Carlo Analysis. In: Samuels et al. (Hrsg.): Flood Risk Management: Research and Practice. London (GB), Taylor & Francis Group, 120, ISBN 978-0-415-48507-4, 2009.
- Bachmann, D.: Beitrag zur Entwicklung eines Entscheidungsunterstützungssystems zur Bewertung und Planung von Hochwasserschutzmaßnahmen. Dissertation. RWTH Aachen, Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, 2012
- Bernitt, L.; Lynett, P.: Breaching of Sea Dikes, Proceedings of 32<sup>nd</sup> Conference on Coastal Engineering, ICCE 2010, Shanghai, China, 2010.
- Bernitt, L.; Madsen, H. T.: Temporal Development of a Sea Dike Breach, Proceedings of 31<sup>th</sup> International Conference on Coastal Engineering, ICCE 2008, Hamburg, ASCE, 3237-3249.
- Braaker, H.; Ollroge, D.: Der Sturmflutschutz im Hafen Hamburg nach der Sturmflut vom 3. Januar 1976 – III: Konstruktion und Ausführungsbeispiele des privaten Hochwasserschutzes. Jahrbuch der Hafenbautechnischen Gesellschaft, 37. Band. Berlin u. a., Springer, 267-321, ISBN 3-540-10042-3, 1980.
- BSU Hamburg: Hochwasserschutztore in der Öffentlichen Hamburger Deichlinie, o. J..
- BWK: Merkblatt: Mobile Hochwasserschutzsysteme – Grundlagen für Planung und Einsatz. ISBN 3-936015-19-8, 2005.
- Casciati, F.; Faravelli, L.: Fragility Analysis of Complex Structural Systems, West Sussex (GB), John Wiley & Sons Inc., ISBN 0-86380-114-5, 1991.
- CUR 141: Probabilistic Design of Flood Defences, Gouda (NL): Stichting Civieltechnisch Centrum Uitvoering Research en Regelgeving, ISBN 90-376-0009-3, 1990.

- Dawson, R.; Hall, J.; Sayers, P.; Bates, P. D.; Rosu, C.: Sampling-based flood risk analysis for fluvial dike systems. *Stochastic Environmental Research and Risk Assessment*, 19, 388-402, ISSN 1436-3240, 2005.
- DIN 1054: Baugrund – Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau. 2010.
- DIN 4017: Baugrund – Berechnung des Grundbruchwiderstands von Flachgründungen. 2006.
- DIN 4054: Verkehrswasserbau – Begriffe. 1977.
- DIN 19712: Hochwasserschutzanlagen an Fließgewässern (Entwurf). 1997.
- DIN 25424: Fehlerbaumanalyse. 1981.
- EAU: Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Uferbefestigungen“ Häfen und Wasserstraßen EAU 2004. Ernst & Sohn-Verlag, 10. Auflage, ISBN: 978-3433028520, 2004.
- Hall, J.; Dawson, R.; Sayers, P.; Rosu, C.; Chatterton, J. U.; Deakin, R.: A methodology for national-scale flood risk assessment. *Water & Maritime Engineering*, 156, WM3, 235-247, ISSN 1472-4561, 2004.
- Freie und Hansestadt Hamburg: Richtlinie Berechnungsgrundsätze für Hochwasserschutzwände, Flutschutzanlagen und Uferbauwerke im Bereich der Tideelbe der Freien und Hansestadt Hamburg, 2007.  
<http://www.fphws.de/downloads/formulare/RichtlinieBerechnungsgrundsätze.pdf>; [Letzter Zugriff am 30.06.2011].
- Hartford, D. N. N.; Baecher, G. B.: Risk and Uncertainty in Dam Safety, London (UK), Thomas Telford Ltd, ISBN 0 72773270 6, 2004.
- Heinsohn; Kramer; Krause; Luck; Meyer-Toelle; Müller: Erfahrungen und Folgerungen aus den Januarsturmfluten 1976 für den Küstenschutz in Niedersachsen, *Die Küste*, 33, 1-70, 1979.
- Horlacher, H.-B.; Heyer, T.; Bielagk, U.: Forschungsbericht 2005/09 – Analyse der Deichbrüche an Elbe und Mulde während des Hochwassers 2002 im Bereich Sachsen. Technische Universität Dresden, 2005.
- IPET: Attachment A – Plots Showing Damage to New Orleans East Back Levee. Volume V The Performance – Levees and Floodwalls – Technical Appendix (preliminary report). Interagency Performance Evaluation Task Force (IPET), 2006a.
- IPET: Attachment B – Plots Showing Damage to Chalmette Levee. Volume V The Performance – Levees and Floodwalls – Technical Appendix (preliminary report). Interagency Performance Evaluation Task Force (IPET), 2006b.
- Kolb, A.; Otremba, E.; Brünger, W.: Sturmflut 16. Februar 1962. *Hamburger Geographische Studien*, 16, 1962.
- Kortenhaus, A.; Buijs, F.; Markau, H.-J.; Reeser, S.; Geisenhainer, P.; Schanze, J.; Bakonyi, P.; Jiménez, J.; Borga, M.: Description of flood defence structures for pilot sites; FLOODsite, 2006.  
[http://floodsite.net/html/partner\\_area/search\\_results3b.asp?docID=40](http://floodsite.net/html/partner_area/search_results3b.asp?docID=40) [letzter Zugriff am 30.06.2011].
- Köngeter, J.: Mobiler Hochwasserschutz – Generallösung oder Kinderspiel. *Vorsorgender Hochwasserschutz – 14. Wasserbauseminar an der Universität Essen*, ISSN 0947-0921, 2002.
- Kramer, J.; Liese, R.; Lüders, K.: Die Sturmflut vom 16./17. Februar 1962 im niedersächsischen Küstengebiet, *Die Küste*, 10, 1, 1962.

- Kramer, J.: Sturmflut 1962 – Sturmfluten und Küstenschutz zwischen Ems und Weser, 1968.
- Kramer, J.; Krause, G.; Luck, G.: Erfahrungen aus den Sturmfluten vom November/Dezember 1973 und Folgerungen für die niedersächsischen Küstenschutzwerke, *Die Küste*, 29, 1976.
- Kramer, H.: Niedersachsen Ports GmbH & Co. KG, Niederlassung Emden; Auskunft per Email am 24.Juni 2011.
- Merz, B.: Hochwasserrisiken - Grenzen und Möglichkeiten der Risikoabschätzung, Stuttgart, Schweizerbart'sche Verlagsbuchhandlung, ISBN 3-510-65220-7, 2006.
- Ministerium für Ernährung, Landwirtschaft und Forsten: Die Sturmflut vom 16./17. Februar 1962 an der Schleswig-Holsteinischen Westküste, *Die Küste*, 10, 1, 1962.
- Ohlig, J.: Ostfriesland im Schutze des Deiches. Beiträge zur Kultur- und Wirtschaftsgeschichte des ostfriesischen Küstenlandes. Band 1, 1969.
- Petersen, M.: Wiederherstellung der Deichsicherheit an der deutschen Nordseeküste von der Elbe bis zur dänischen Grenze. Wasser und Boden, H.2, 1957.
- Prügel, H.: Die Sturmflutschäden an der schleswig-holsteinischen Westküste in ihrer meteorologischen und morphologischen Abhängigkeit. Schriften des geographischen Instituts der Universität Kiel, Berlin, 11, 3, 1942.
- Roelse, P.; Bakker, W. T.: Statistical Investigation On Dike Failure. Proceedings of 20th Conference on Coastal Engineering, ICCE 1986, Taipei, Taiwan.
- Sellmeijer, J. B.: On the mechanism of piping under impervious structure. Dissertation, Technische Universität Delft, 1988.
- Sowa, W.: Hochwasserschutz – Vermeidung von Schäden durch mobile Schutzsysteme – Eine techno-ökonomische Analyse. Hamburg, Diplomica Verlag, ISBN 978-3-8366-8412, 2010.
- StAWA Lüneburg: Praktische Anleitung für die Deichverteidigung. 3. Auflage, Lüneburg, 1989.
- Van der Meer, J. W.; L A Ter Horst, W.; H Van Velzen, E.: Calculation of fragility curves for flood defence assets. In: Samuels et al.: Flood Risk Management: Research and Practice, London (GB), Taylor & Francis Group, ISBN 978-0-415-48507-4, 2009.
- Wohlenberg, E.: Der Deichbruch des Ülvesbüller Kooges in der Februar-Sturmflut 1962 - Versalzung - Übersandung – Rekultivierung, *Die Küste*, 11, 1963.
- Zitscher, F.-F.: Schadensursachen an Küstenschutzanlagen herkömmlicher Art während der Sturmflut vom 3.1.1976 an der schleswig-holsteinischen Westküste. Mitteilungen des Franzius-Instituts für Wasserbau und Küsteningenieurwesen der Technischen Universität Hannover, Band 47, 1978.
- Zitscher, F.-F.; Scherenberg, R.; Carow, U.: Die Sturmflut vom 3. und 21. Januar 1976 an den Küsten Schleswig-Holsteins, *Die Küste*, 33, 1979.



# Schadensanalyse für die schleswig-holsteinische Nordseeinsel Pellworm

Christian Grimm

## Zusammenfassung

Der vorliegende Beitrag einer anwendungsorientierten Schadensanalyse wird in einem größeren Kontext als ein Teil einer Hochwasserrisikoanalyse zur Bewertung des Risikos an der deutschen Nordseeküste betrachtet. Motiviert ist der Beitrag nicht nur durch die Forschungsnotwendigkeit im Zuge des Klimawandels, sondern auch durch die Richtlinie 2007/60/EG vom 23. Oktober 2007 des Europäischen Parlaments und des Rats, die durch die Europäischen Union initiiert wurde.

## Schlagwörter

Schadensanalyse, Pellworm, Überflutungssimulation, Schadenspotential

## Summary

*Within this paper an application-oriented damage analysis is performed for Pellworm. This is not only motivated by the research necessity due to climate change, but also by the Directive 2007/60 / EC of 23 October 2007 of the European Parliament and of the Council, which was initiated by the European Union.*

## Keywords

*Damage analysis, Pellworm, numerical flood simulation, damage potential*

## Inhalt

1	Einleitung .....	74
2	Hydrodynamische Analyse .....	75
2.1	Einführung .....	75
2.2	Grundlagen der hydrodynamischen Analyse.....	76
2.3	Eingangs- und Randbedingungen der hydrodynamische Analyse für Pellworm.....	79
2.4	Ergebnisse Szenario 1 (Deichbruch Westerkoog).....	80
2.5	Ergebnisse Szenario 2 (Deichbruch Alter Koog).....	81
2.6	Ergebnisse Szenario 3 (Deichbruch Johann-Heimreichs Koog) .....	82
2.7	Ergebnisse Szenario 4 (Dreifacher Deichbruch) .....	83
3	Analyse der Konsequenzen .....	83

3.1	Einführung.....	83
3.2	Eingangs- und Randbedingungen der Analyse der Konsequenzen für Pellworm .....	84
3.2.1	Ergebnisse Szenario 1 .....	85
3.2.2	Ergebnisse Szenario 2 .....	86
3.2.3	Ergebnisse Szenario 3 .....	87
3.2.4	Ergebnisse Szenario 4 .....	88
4	Schriftenverzeichnis .....	89

# 1 Einleitung

Durch eine verheerende Sturmflut im Jahr 1634 entstand aus der damals 220 km<sup>2</sup> großen Insel Strand die heutige Insel Pellworm. Pellworm ist eine circa 37 km<sup>2</sup> große nordfriesische Insel im Schleswig-holsteinischen Wattenmeer mit 1041 Einwohnern (Statistikamt Nord, Stand 2011). Nach der verheerenden Sturmflut im Jahr 1634 wurden Teile der Insel durch Eindeichung wiedergewonnen. Diese Köge wurden in der Folge zum Marschland. Dadurch liegt die mittlere Geländehöhe bei  $\pm$  Normalnull (NN $\pm$ 0,00 m). Mittlerweile ist Pellworm im gesamten Umfang auf einer Länge von 25,1 km eingedeicht. Die Deichkrone liegt an Nord-, West- und Südküste bei NN+8,00 m, an der Ostküste bei NN+7,40 m (Stadelmann 2008a). Eine zweite Deichlinie (Mitteldeichlinie) bietet in vielen Bereichen keinen zusätzlichen Schutz vor Hochwasser. Die geringe Geländehöhe führt im Versagensfall der Küstenschutzlinie zu hohen Wasserständen auf der Insel (Land Schleswig-Holstein 2012). Dies verdeutlicht die Wichtigkeit des Hochwasserschutzes für die Bewohner Pellworms, da aufgrund der Insellage keine Evakuierungsmöglichkeiten existieren.

Abb. 1 zeigt das digitale Geländemodell von Pellworm. Dabei stellt die deutlich zu erkennende weiße Umrandung die Landesschutzdeiche Pellworms mit ihrer Höhe von NN+8,00 m dar. Ebenfalls zu erkennen ist die von der Küstenlinie zurückgezogen liegende zweite Deichlinie. Insbesondere im Westen der Insel ist eine Abnahme der Deichhöhe der zweiten Deichlinie zu beobachten. Der Große Koog im Zentrum der Insel liegt mit einer mittleren Geländehöhe von NN+0,00 m auf Meeresspiegelniveau. Den tiefsten Punkt der Insel stellt das Waldhusener Tief im Großen Koog dar. Hierbei handelt es sich um einen Binnensee mit einer Wassertiefe von etwa zwei Metern. Aufgrund der niedrigen Geländehöhe im Zentrum der Insel kommt es bei Überflutungen zu hohen Wasserständen in diesem Bereich. Lediglich im Nordosten der Insel (Bupheverkoog) liegen die Geländehöhen größer NN+4,00 m. Die hellen Punkte in den Kögen stellen die einzelnen bewohnten Warften dar.

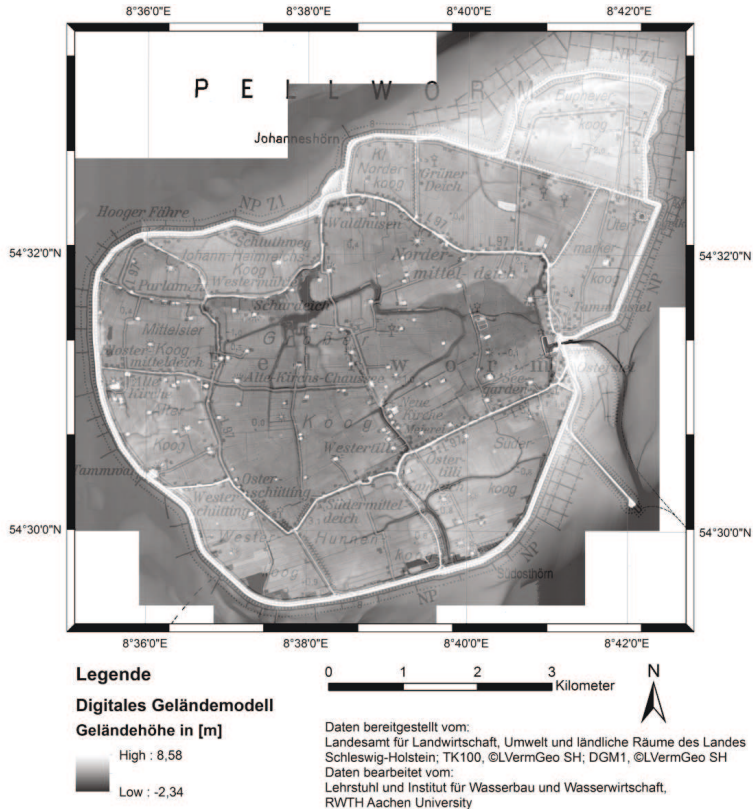


Abbildung 1: Digitales Geländemodell (DGM1) vom Untersuchungsgebiet Pellworm.

## 2 Hydrodynamische Analyse

### 2.1 Einführung

Ziel der hydrodynamischen Analyse ist es, die Ausprägung eines Wasserstandsereignisses an der Küste in hydraulische Größen im Hinterland zu transformieren, wobei morphologische Gegebenheiten des Untersuchungsgebiets berücksichtigt werden. Diese Transformation basiert in der Regel auf hydrodynamischen und empirischen Gesetzmäßigkeiten, umgesetzt in einem numerischen Verfahren. Die hydraulischen Größen im Hinterland sind neben der Überflutungsausbreitung:

- die Fließgeschwindigkeit  $v$  [m/s],
- der Wasserstand  $hw$  [m],
- die Dauer, die ein Wasserstand eine bestimmte Marke unter- oder überschreitet  $dw$  [s],
- die Ankunftszeit  $t_{Ankunft}$  [s] und
- das Wasservolumen  $V_{w,end}$  [m<sup>3</sup>].

Maximal- bzw. Minimalwerte der genannten hydraulischen Größen stellen, insbesondere im Hinblick auf eine Analyse der Konsequenzen, zusätzliche Ergebnisgrößen der hydrodynamischen Analyse dar.

Im nachfolgenden Abschnitt werden die Grundlagen der hydrodynamischen Analyse beschrieben und unterschiedlich detaillierte Ansätze zur Berechnung der hydraulischen Größen im Hinterland vorgestellt. Die Beschreibung basiert auf Bachmann (2012).

## 2.2 Grundlagen der hydrodynamischen Analyse

Grundsätzlich basieren die Verfahren der hydrodynamischen Analyse auf der Lösung der inkompressiblen Kontinuitätsgleichung zur Berücksichtigung der Massenerhaltung sowie den *Navier-Stokes* Gleichungen zur Abbildung der Impulserhaltung (Bates et al. 2005). Somit steht zur Lösung der vier unbekannten Größen – dem Druck  $p$  [ $\text{N/m}^2$ ] und den Fließgeschwindigkeiten  $\mathbf{v}$  der drei räumlichen Dimensionen – ein Gleichungssystem mit vier partiellen Differentialgleichungen zur Verfügung. Weitere hydraulische Größen können daraus abgeleitet werden. Das Gleichungssystem lautet im dreidimensionalen Fall in Vektorschreibweise:

$$\nabla \mathbf{v} = Q_{\text{Quelle}} \quad (1)$$

$$\frac{\partial \mathbf{v}}{\partial t} + (\mathbf{v} \cdot \nabla) \mathbf{v} = \frac{1}{\rho} (\mathbf{F} - \nabla p + \eta \nabla^2 \mathbf{v}). \quad (2)$$

(2.1)    (2.2)    (2.3)    (2.4)    (2.5)

Weiterhin gelten in der Kontinuitätsgleichung (1)  $Q_{\text{Quelle}}$  [ $\text{m}^3/\text{s}$ ] als Quell- oder Senkenterm und in der Navier-Stokes Gleichung (2)  $\rho$  [ $\text{kg/m}^3$ ] als Dichte,  $\eta$  [ $\text{Ns/m}^2$ ] als dynamische Viskosität des Fluids sowie  $\mathbf{F}$  [ $\text{N/m}^3$ ] als Vektor der Massenkraften. Die Terme in Gleichung (2) werden wie folgt bezeichnet: (2.1) ist die lokale Beschleunigung, (2.2) die konvektive Beschleunigung, (2.3) sind die Massenkraften, (2.4) die Druckkräfte und (2.5) die Reibungskraften.

Das Problem ist nicht geschlossen analytisch lösbar und auch numerisch nur unter hohem Ressourceneinsatz, d. h. langer Rechenzeit- und großem Datenbedarf, berechenbar. Nach festgelegten Annahmen werden deshalb Vereinfachungen in Bezug auf die räumliche Dimensionalität (3-D, 2-D, 1-D) und die berücksichtigten physikalischen Prozesse getroffen (Abb. 2). Das Maß der Vereinfachung wird mit dem Detaillierungsgrad bezeichnet. Die mathematische Herleitung möglicher vereinfachter Verfahren zur Lösung des Problems soll nicht Gegenstand dieses Berichtes sein. Nähere Informationen dazu werden beispielsweise in Singh (1996), Forkel (2003) oder Kamrath (2009) gegeben. Jede Vereinfachung bringt Grenzen der Abbildungsmöglichkeiten mit sich. Die Auswahl eines hydrodynamischen Verfahrens hängt daher grundsätzlich von der Abwägung zwischen Detaillierungsgrad und Ressourcenaufwand ab. Hierbei gilt es die Frage zu klären, welche physikalischen Prozesse bzw. räumlichen Dimensionen berücksichtigt werden müssen, um die gegebene Problemstellung und deren sowohl räumliche als auch zeitliche Skala hinreichend genau im Modell abbilden zu können.

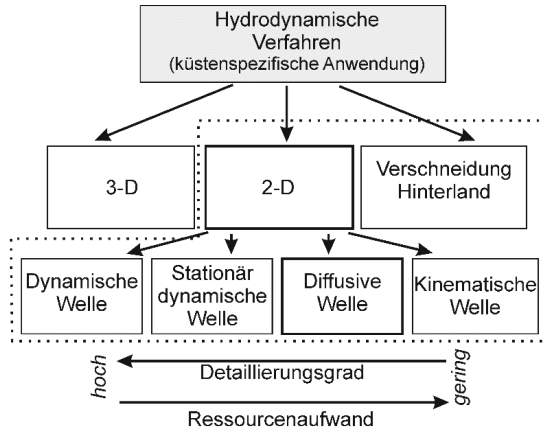


Abbildung 2: Verfahren der hydrodynamischen Analyse angewendet im Küstenbereich.

Im Rahmen einer Hochwasserrisikoanalyse im Küstenbereich finden folgende Verfahren der hydrodynamischen Analyse Anwendung:

- Zweidimensionale Verfahren, die das Hinterland zweidimensional abbilden,
- Verfahren, welche auf der Verschneidung von Wasserständen mit der Geländemorphologie in Kombination mit räumlichen Interpolationsverfahren basieren.

Der Detaillierungsgrad der Verfahren, welche auf einer Verschneidung basieren, ist gering (Chatterjee et al. 2008). Die instationäre Abbildung ist daher auf den Überflutungsflächen des Hinterlandes nicht möglich. Retentions- und Speichereffekte können im Modell nicht abgebildet werden. Neben einer Reduktion der räumlichen Dimensionalität kann eine Vernachlässigung physikalischer Prozesse in den relevanten Strömungsgleichungen zu einer Verminderung des Ressourcenaufwands führen. Dies wird am Beispiel der eindimensionalen Flachwassergleichung nach *Saint-Venant* zur Beschreibung des Impulses nachfolgend demonstriert. Die Herleitung im zweidimensionalen Fall ist analog. Die eindimensionale *Saint-Venant* Gleichung wird mit Hilfe der Fließgeschwindigkeit  $v$  [m/s] in Hauptfließrichtung  $x$  [m] wie folgt definiert:

$$\frac{\partial v}{\partial t} + v \frac{\partial v}{\partial x} = g \cdot \left( - \left( \frac{\partial z_{\text{Sohle}}}{\partial x} + \frac{\partial h_w}{\partial x} \right) + S_f \right) \quad (3)$$

Die Terme in Gleichung (3) sind die lokale Beschleunigung (3.1), die konvektive Beschleunigung (3.2), die Gravitationskraft (3.3), ausgedrückt durch den Gradienten der Sohlage  $z_{\text{Sohle}}$  [m], die Druckkraft (3.4), ausgedrückt durch den Gradienten des Wasserstandes  $h_w$  [m], und die Reibungskräfte  $S_f$  [-] (3.5). Durch Vernachlässigung bestimmter Terme wird die so genannte Familie der Wellengleichungen für Flachwasserwellen abgeleitet (Singh 1996) wie es Tab. 1 zeigt. Werden beispielsweise die Beschleunigungsterme (3.1) und (3.2) vernachlässigt, wird von der diffusiven Wellengleichung gesprochen.

Tabelle1: Berücksichtigte Terme bei unterschiedlichen Wellengleichungen für Flachwasserwellen (Singh 1996).

Wellengleichung	Lokale Beschleunigung (1)	Konvektive Beschleunigung (2)	Druck (4)	Gravitation (3)	Reibung (5)
Dynamisch	√	√	√	√	√
Stationär dynamisch	-	√	√	√	√
Diffusiv	-	-	√	√	√
Kinematisch	-	-	-	√	√

Vorteil der Approximation des Impulses durch die diffusive Wellengleichung ist die Reduktion der numerisch zu lösenden Größen pro Stützstelle von zwei (Fließgeschwindigkeit  $v$  und Wasserstand  $h_w$ ) auf eine Größe (Wasserstand  $h_w$ ). Demgegenüber steht wiederum eine Reduktion des Detaillierungsgrades durch die Anwendung der diffusiven Wellengleichung: Ungenauigkeiten können bei großen Änderungen der Fließgeschwindigkeit in  $x$ -Richtung in Term (3.2) auftreten, wie es beispielsweise bei plötzlichen, starken Ungleichförmigkeiten der Fall ist. Des Weiteren sind hochgradig instationäre Strömungen (3.1), ausgelöst beispielsweise durch einen Dammbruch, nur bedingt abbildbar. Die Lösung der Wellengleichung, unabhängig ihres Typs, erfolgt weiterhin mit der eindimensionalen Kontinuitätsgleichung zur Massenerhaltung. Ausgedrückt durch den Abfluss  $Q$  [ $m^3/s$ ] lautet sie:

$$\frac{\partial A_{\text{Fließ}}}{\partial t} = Q_{\text{Quelle}} - \frac{\partial Q}{\partial x}, \quad (4)$$

wobei  $A_{\text{Fließ}}$  [ $m^2$ ] als Fließfläche senkrecht zur Fließrichtung definiert ist. Durch die darin enthaltene Veränderung der Fließfläche  $A$  über die Zeit  $t$  [s] bleibt auch bei der Anwendung der kinematischen oder der diffusiven Wellengleichung ein instationärer Charakter erhalten. Des Weiteren kann der Reibungsterm in Gleichung (3)  $S_f$  [-] – dort mit (3.5) bezeichnet – durch die empirische Fließformel nach Manning-Strickler ausgedrückt werden (Kamrath 2009):

$$S_f = \left( \frac{n \cdot Q}{A_{\text{Fließ}} \cdot r_{\text{hyd}}^{\frac{2}{3}}} \right)^2. \quad (5)$$

Hierbei ist  $n$  [ $s/m^{1/3}$ ] als Manning-Wert und  $r_{\text{hyd}}$  [m] als hydraulischer Radius, der Quotient aus Fließfläche  $A_{\text{Fließ}}$  und benetztem Umfang  $l_u$  [m], definiert. Durch Einsetzen der Gleichung (5) in Gleichung (3) kann der Durchfluss  $Q$  ausgedrückt werden durch:

$$\begin{aligned} S_f &= \frac{1}{g} \cdot \left( \frac{\partial v}{\partial t} + v \frac{\partial v}{\partial x} \right) + \left( \frac{\partial h_w}{\partial x} + \frac{\partial z_{\text{Sohle}}}{\partial x} \right) \Leftrightarrow \\ Q &= A_{\text{Fließ}} \cdot r_{\text{hyd}}^{\frac{2}{3}} \cdot \frac{1}{n} \cdot \sqrt{\frac{1}{g} \cdot \left( \frac{\partial v}{\partial t} + v \frac{\partial v}{\partial x} \right) + \left( \frac{\partial z_{\text{Sohle}}}{\partial x} + \frac{\partial h_w}{\partial x} \right)}. \end{aligned} \quad (6)$$



## 2.3 Eingangs- und Randbedingungen der hydrodynamische Analyse für Pellworm

Zur Berechnung der Überflutungsflächen wurde aus den Höheninformationen des digitalen Geländemodells (DGM1) mit einer Auflösung von 1x1 Meter ein Raster mit einer Rasterzellenweite von 50 Metern interpoliert. Zusätzlich wurde eine Wasserstandsganglinie erzeugt.

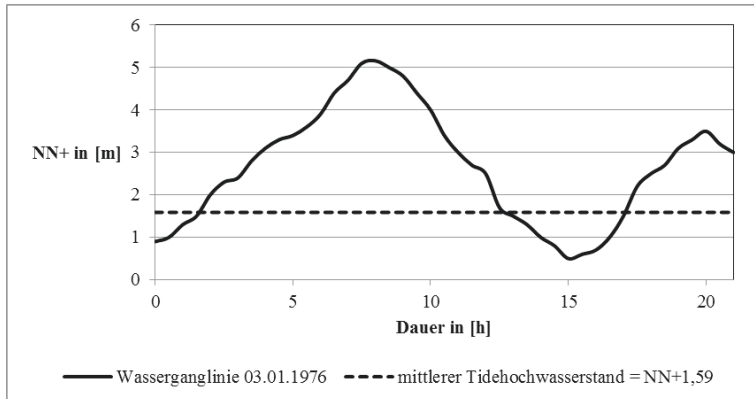


Abbildung 3: Wasserstandsganglinie am Landespegel Büsum vom 03.01.1976, modifiziert nach Stadelmann (2008a).

Für Pellworm wurden verschiedene Überflutungsszenarien auf Basis der Hochwasserstandsganglinie vom 03.01.1976 erstellt (Stadelmann 2008a). Die Ganglinie wurde am Landespegel Büsum erfasst und auf Grundlage fehlender Daten ohne Angleichung auf die Insel Pellworm übertragen. Bei dieser Sturmflut kam es aufgrund eines Sturms aus westlicher Richtung zu einem hohen Windstau. Daraus resultierte der bisher höchste gemessene Tidehochwasserstand von NN+5,16 m für den Pegel Büsum. Damit war der Tidehochwasserstand mehr als dreimal so hoch wie der mittlere Tidehochwasserstand von NN+1,59 m (Abb. 3). Die im Folgenden vorgestellten Überflutungsszenarien variieren in der Anzahl und Lage der Breschen. Dabei wurde die Lage der Breschen entsprechend potenziell gefährdeter Deichabschnitte ausgewählt. Der Generalplan Küstenschutz (2012) weist nach einer Sicherheitsüberprüfung die folgenden Landesschutzdeiche von Pellworm als „zu verstärken“ aus:

- Westerkoog (hoher Wellenauflauf und exponierte Lage)
- Alter Koog (hohes Risiko wegen fehlender zweiter Deichlinie)
- Johann-Heimreichs-Koog (ungenügender Abdeckboden)

Bei der Modellierung wurden daher die Breschen in den gewählten Deichabschnitten platziert. Die maximale Breschenweite wurde mit 150 m angegeben. Als Wasserstand, bei dem ein Versagen der Bresche beginnt, wurde NN+5,16 m angenommen, also der Wasserstand zum Zeitpunkt des höchsten Tidehochwasserstandes. Auf Basis der genannten hydraulischen Parameter wurden vier Szenarien modelliert:

- Szenario 1: Eine Bresche im Südwesten der Insel (Westerkoog)
- Szenario 2: Eine Bresche im Westen der Insel (Alter Koog)

- Szenario 3: Eine Bresche im Nordwesten der Insel (Johann-Heimreichs-Koog)
- Szenario 4: Drei Breschen an den Stellen der Szenarien 1 bis 3

2.4 Ergebnisse Szenario 1 (Deichbruch Westerkoog)

Das Überflutungsmodell eines Deichbruchs im Westerkoog errechnet eine Überflutungsfläche von 22,15 km<sup>2</sup> mit einem durchschnittlichen Wasserstand von 0,55 m. Die maximale Wassertiefe beträgt 2,10 m. Bei der Betrachtung von Abb. 4 wird der geringe Schutz der zweiten Deichlinie deutlich. Der Große Koog im Zentrum der Insel wird vollständig überschwemmt. Lediglich der Nordosten der Insel bleibt bei diesem Szenario vom Hochwasser verschont. Aufgrund der geringen Topographie stellen sich gleichmäßige Wasserstände ein.

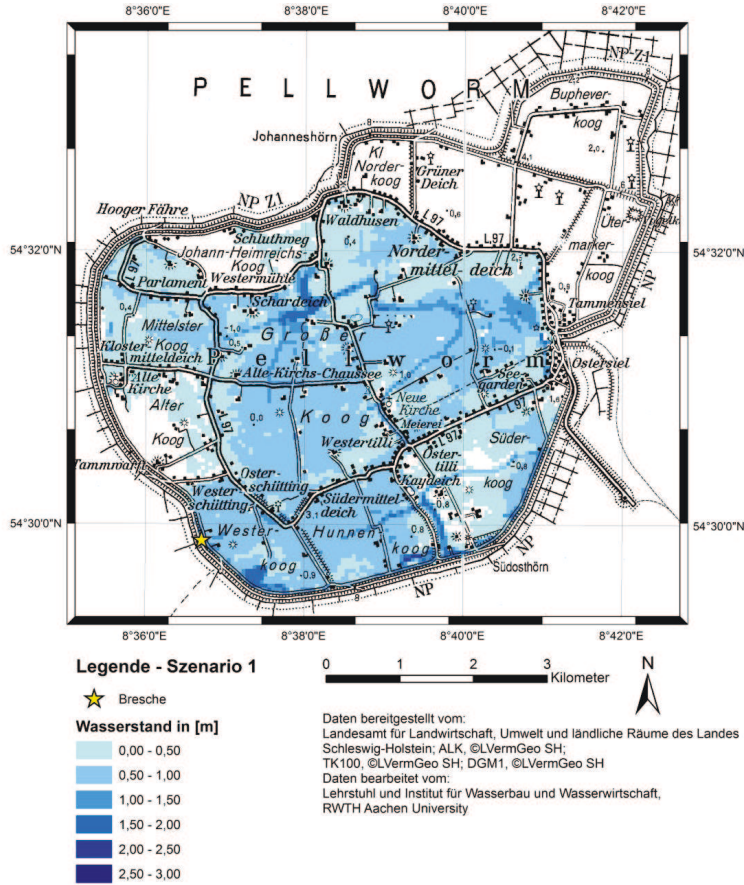


Abbildung 4: Überflutungsfläche und -tiefen für Pellworm mit Deichbruch im Westerkoog (Szenario 1).

2.5 Ergebnisse Szenario 2 (Deichbruch Alter Koog)

Ein verändertes Modell liefert die Platzierung der Bresche im Alten Koog (Abb. 5). Während der Alte Koog bei einem Deichbruch im Westerkoog durch die zweite Deichlinie teilweise geschützt bleibt, wird er bei diesem Szenario vollständig überflutet. In diesem Szenario schützt die zweite Deichlinie die Köge im Süden der Insel. Der Nordosten der Insel ist wie im ersten Szenario durch die zweite Deichlinie vor einer Überflutung geschützt. Der Johann-Heimreichs-Koog wird teilweise überflutet. Die Überflutungsfläche ist mit 16,96 km<sup>2</sup> geringer als im ersten Szenario.

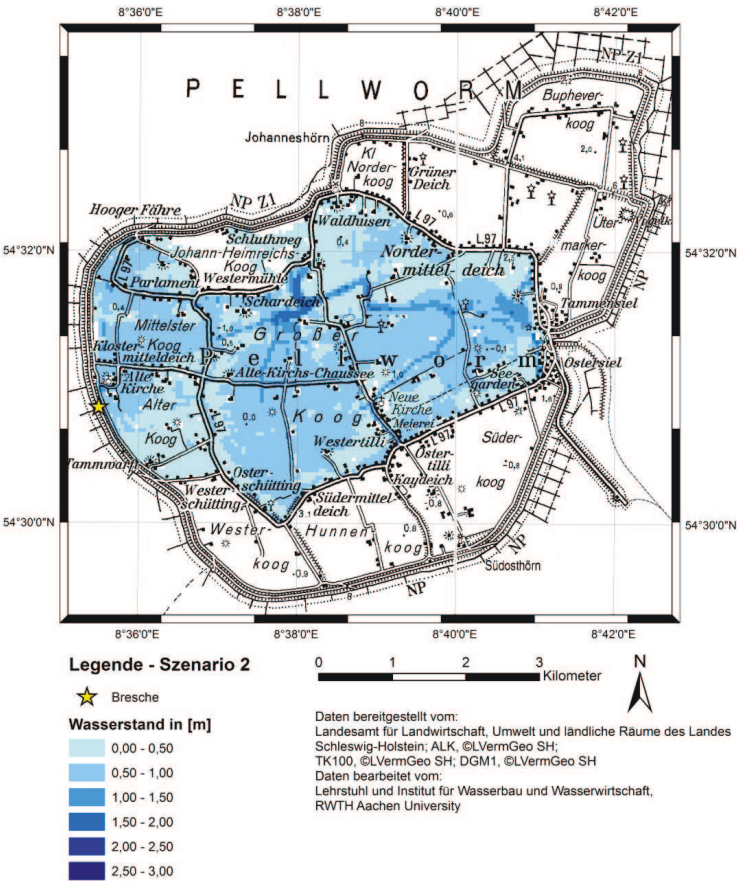


Abbildung 5: Überflutungsfläche und -tiefen für Pellworm mit Deichbruch im Alten Koog (Szenario 2).

## 2.6 Ergebnisse Szenario 3 (Deichbruch Johann-Heimreichs Koog)

Abb. 6 zeigt die Simulation eines Deichbruchs am Johann-Heimreichs-Koog. Die Simulation führt zu einem ähnlichen Überflutungsbild wie im zweiten Überflutungsszenario. Als Unterschiede lassen sich leichte Überschwemmungen der südlichen Köge herausstellen. Der Schutz der nordöstlichen Köge durch die dortige zweite Deichlinie kann auch bei dieser Simulation beobachtet werden. Mit 21,09 km<sup>2</sup> Überflutungsfläche und 2,10 m maximalem Wasserstand sind die Werte vergleichbar mit dem ersten Szenario.

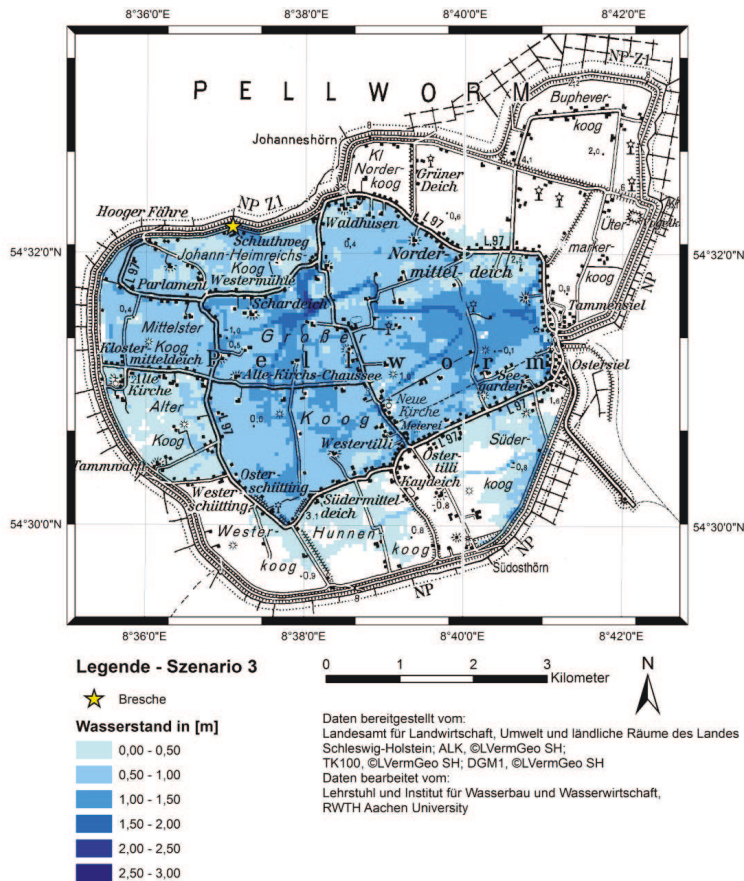


Abbildung 6: Überflutungsfläche und -tiefen Modell für Pellworm mit Deichbruch im Johann-Heimreich-Koog (Szenario 3).



2.7 Ergebnisse Szenario 4 (Dreifacher Deichbruch)

Das Überflutungsmodell (Abb. 7) des dreifachen Deichbruchs zeigt höhere Wasserstände für Pellworm, da durch drei Breschen in derselben Zeit mehr Wasser in die Köge fließen kann als bei einer Bresche. Bestätigt wird diese Beobachtung durch eine mittlere Wasser-spiegelhöhe von 1,10 m. Die Überflutungsfläche beläuft sich auf 31 km². In dieser Simu-lation wird Pellworm mit Ausnahme des höhergelegenen Bupheverkoog im Nordosten der Insel vollständig überflutet.

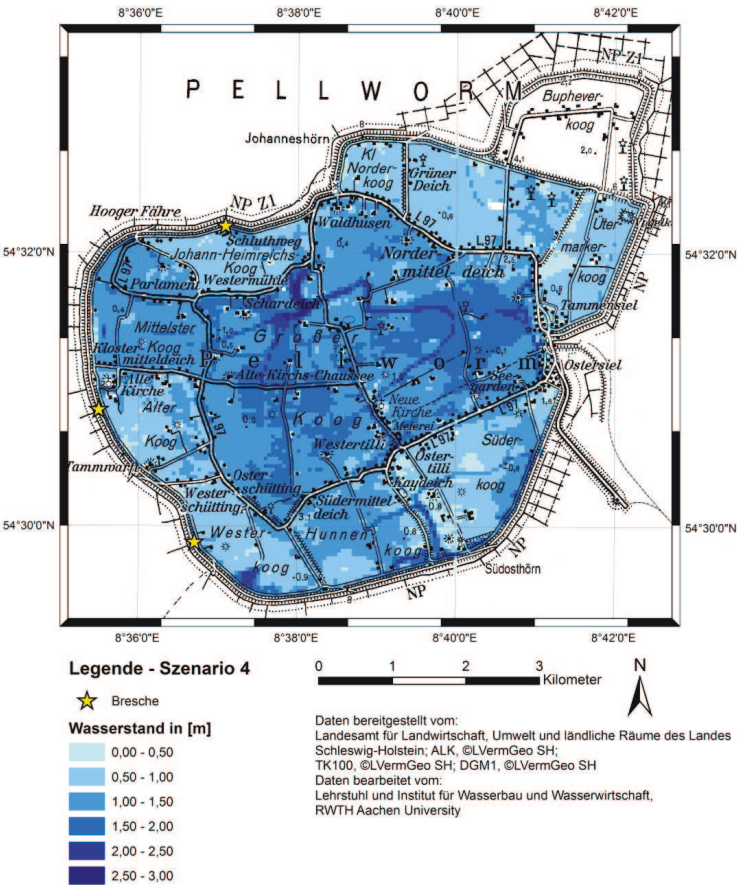


Abbildung 7: Überflutungsfläche und -tiefen für Pellworm mit dreifachem Deichbruch (Szenario 4).

3 Analyse der Konsequenzen

3.1 Einführung

Ziel der Analyse der Konsequenzen ist es, gegebene hydraulische Größen eines Hochwasserereignisses in Konsequenzen für die im Gebiet lebenden Personen sowie die dort vorhandenen Werte und Güter zu transformieren. Eine Transformation ermöglicht eine

direkte Aussage über die durch ein Hochwasserereignis entstehenden Konsequenzen. Dagegen können aus reinen hydraulischen Größen nur indirekte Aussagen über Konsequenzen getroffen werden (Bachmann 2012).

### 3.2 Eingangs- und Randbedingungen der Analyse der Konsequenzen für Pellworm

Zur Berechnung der ökonomischen Schäden wurden auf Basis der ALK-Fachfolien 011 und 021 die Flächen entsprechend ihrer Nutzung in neun Schadenskategorien eingeteilt. Anschließend wurden die Daten in ein Raster mit einer Rasterzellenweite von 25 Metern überführt. Es wird durch das Verschneiden der Vermögenswerte mit den Wasserständen für jedes Überflutungsszenario der entstandene ökonomische Schaden errechnet. Die dazu verwendeten Vermögensmittelwerte, sowie die 5 % und 95 % Quantil Werte, sind Tab. 2 zu entnehmen (Schüttrumpf et al. 2009).

Tabelle 2: Flächenbezogene Vermögenswerte in [€/m<sup>2</sup>] für Pellworm (modifiziert nach Schüttrumpf et al 2009).

	Kategorie	Immobil	5 %	95 %	Mobil	5 %	95 %
1	Wohnbebauung	236,67	210,57	262,67	86,2	61,56	106,80
2	Industrie/ Gewerbe	203,69	165,40	241,60	49,75	36,31	63,19
3	Mischnutzung	399,82	325,83	473,81	98,90	73,73	128,98
4	Staat	326,30	234,89	401,42	2,67	1,62	3,72
5	Freizeit	5,15	2,37	7,97			
6	Verkehr	59,09	43,66	74,52	5,32	4,91	5,62
7	Landwirtschaft	0,41	0,25	0,57			
8	Besondere Industrie	1034,04	634,01	1434,07	9,75	5,70	13,80
9	Forstwirtschaft	0,50	0,17	0,83			

Die folgenden Abbildungen zeigen die Ergebnisse der Berechnungen des ökonomischen Schadens. Dabei entspricht die Verteilung der Schäden der Überflutungsfläche. Leere Flächen entsprechen nicht überfluteten oder nicht schadensrelevanten Bereichen wie Seen oder Tümpel.

Zur Veranschaulichung der unterschiedlichen Vermögenswerte ist jedem Szenario ein Diagramm beigelegt, welches den absoluten Schaden einer Kategorie mit der jeweiligen Fläche der Kategorie vergleicht. Dabei wird deutlich, dass in allen Fällen die Landwirtschaft mit über 95 % den größten Flächenanteil ausmacht. Der Anteil der landwirtschaftlichen Fläche am absoluten Schaden hingegen entspricht weniger als 18 %. Wesentlichen Anteil am absoluten Schaden haben Wohnbebauung (>35 %) und besondere Industrie (>15 %), obwohl die Fläche beider Schadenskategorien weniger als 5 % der Überflutungsfläche entspricht.



3.2.1 Ergebnisse Szenario 1

Die Betrachtung von Abb. 8 zeigt überwiegend Sachschäden in der Höhe von 0,10 €/m<sup>2</sup> bis 1,00 €/m<sup>2</sup>. Dieser geringe Wert ist auf die überwiegend landwirtschaftlich genutzte Fläche Pellworms zurückzuführen. Höhere Werte werden in Bereichen mit Wohnbebauung, besonderer Industrie und Straßen erreicht. Insbesondere das im Osten der Insel installierte Hybridkraftwerk führt zu Schäden von 190 €/m<sup>2</sup>. Der Gesamtschaden beläuft sich im Mittel auf etwa 14 Mio. Euro.

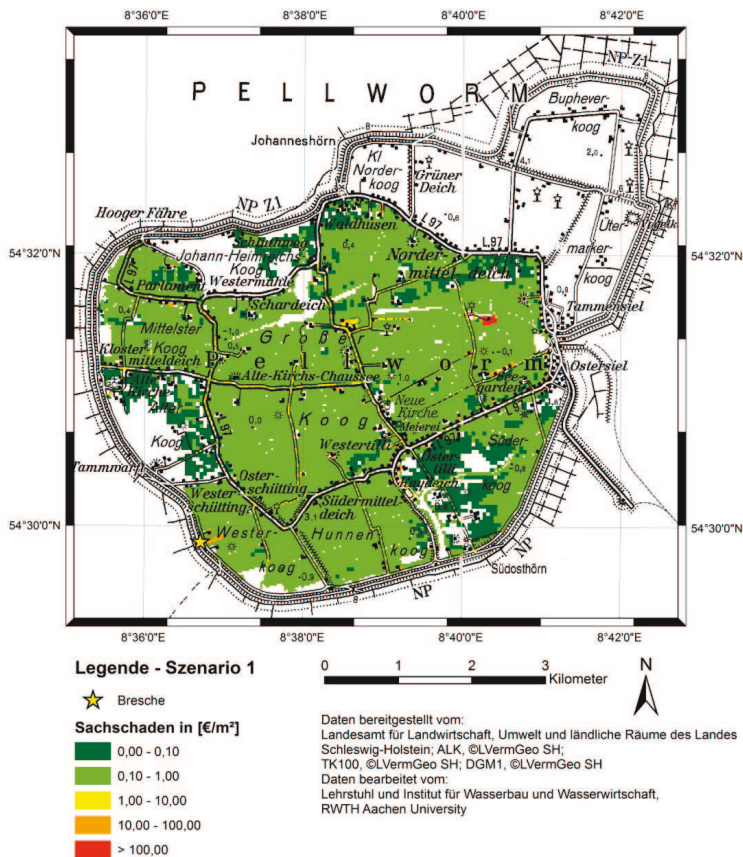


Abbildung 8: Ökonomischer Schaden Pellworm, Szenario 1.

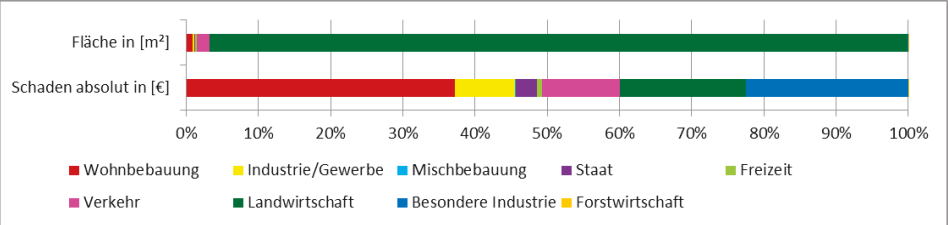


Abbildung 9: Prozentuale Verteilung von Überflutungsfläche und absolutem Schaden je Schadenskategorie, Szenario 1.

### 3.2.2 Ergebnisse Szenario 2

Für das zweite Szenario ergibt die Schadensmodellierung ein ähnliches Bild verglichen mit dem ersten Szenario (Abb. 10). Die ausgebliebene Überflutung der Südköge wird durch die zusätzliche Überflutung der Köge im Westen aufgehoben. Die Maximalwerte werden ebenfalls durch das Hybridkraftwerk erreicht. Der errechnete mittlere ökonomische Schaden liegt bei diesem Überflutungsszenario bei circa 12 Mio. Euro.

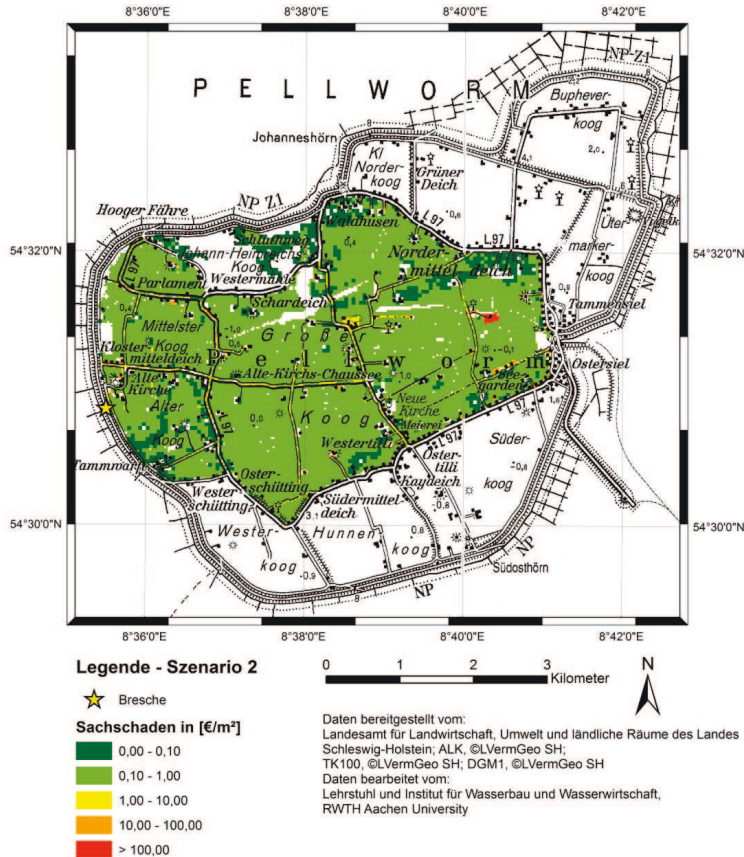


Abbildung 10: Ökonomischer Schaden Pellworm, Szenario 2.

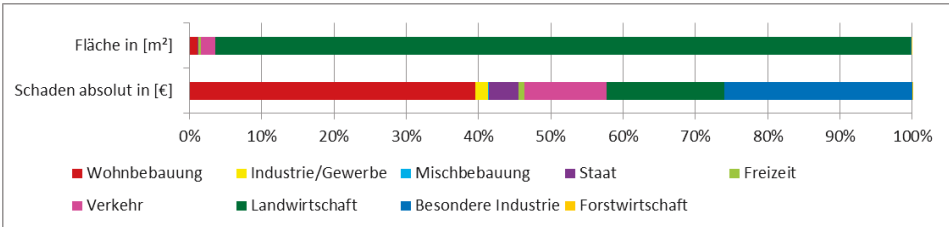


Abbildung 11: Prozentuale Verteilung von Überflutungsfläche und absolutem Schaden je Schadenskategorie, Szenario 2.

3.2.3 Ergebnisse Szenario 3

Das dritte Schadensmodell zeigt ebenfalls einen gleichmäßigen Schaden zwischen 0,10 €/m² und 1,00 €/m². Durch die komplette Überflutung des Johann-Heimreichs-Koogs und die teilweise Überflutung der Köge im Süden kommt es im Vergleich zu den Szenarien 1 und 2 zu einem höheren ökonomischen Schaden für das Untersuchungsgebiet von im Mittel 17,3 Mio. Euro.

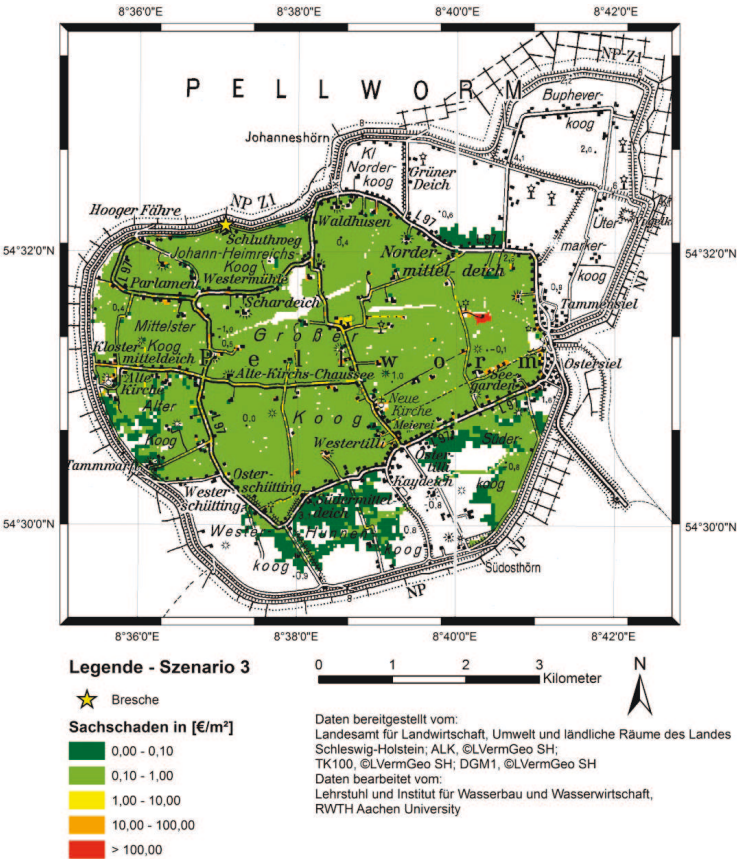


Abbildung 12: Ökonomischer Schaden Pellworm, Szenario 3.

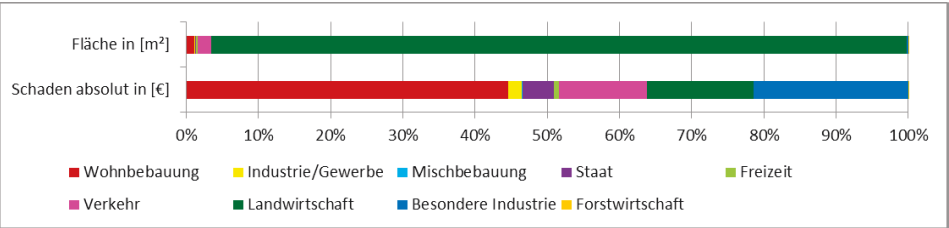


Abbildung 13: Prozentuale Verteilung von Überflutungsfläche und absolutem Schaden je Schadenskategorie, Szenario 3.

### 3.2.4 Ergebnisse Szenario 4

Abb. 14 zeigt den ökonomischen Schaden für das vierte Szenario. Der ökonomische Schaden für dieses Szenario liegt aufgrund der größeren Überflutungsfläche und der höheren Wasserstände mit 37,6 Mio. Euro zwei- bis dreimal so hoch wie bei den ersten drei Szenarien.

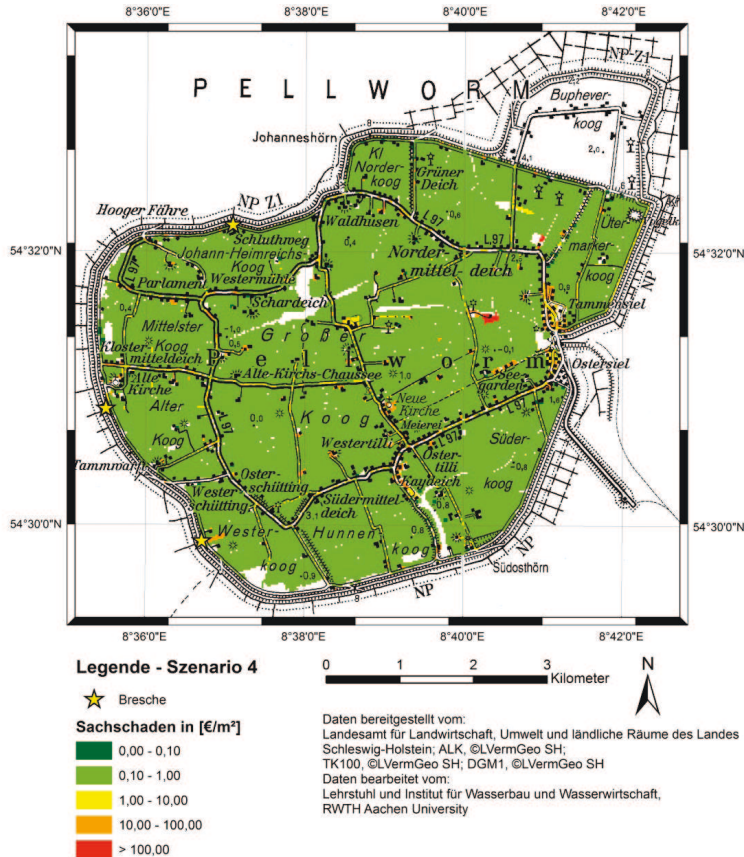


Abbildung 14: Ökonomischer Schaden Pellworm, Szenario 4.

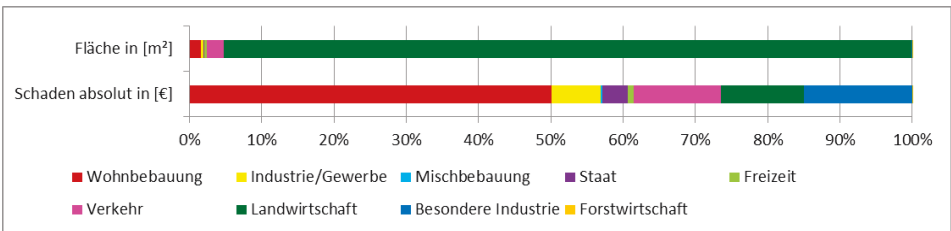


Abbildung 15: Prozentuale Verteilung von Überflutungsfläche und absolutem Schaden je Schadenskategorie, Szenario 4.

#### 4 Schriftenverzeichnis

- Bachmann, D.: Beitrag zur Entwicklung eines Entscheidungsunterstützungssystems zur Bewertung und Planung von Hochwasserschutzmaßnahmen. Dissertation. Aachen: Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, RWTH Aachen, 2012.
- Bates, P. D.; Horrit, M. S.; Hunter, N. M. M. D.; Cobby, D.: Numerical Modelling of Floodplain Flow. In: Bates, P. D. et al. (Hrsg.): Computational Fluid Dynamics: Application in Environmental Hydraulics. West Sussex (GB): Wiley & Sons, Inc., 271–304, 2005.
- Chatterjee, C.; Förster, S.; Bronstert A.: Comparison of hydrodynamic models of different complexities to model floods with emergency storage areas. In: Hydrological Processes, 22, 4695–4709, 2008.
- Forkel, C.: Numerische Modelle für die Wasserbaupraxis: Grundlagen, Anwendung und Qualitätsaspekte. Habilitationsschrift. Aachen: Mitteilungen des Instituts für Wasserbau und Wasserwirtschaft, RWTH Aachen, 2003.
- Kamrath, P.: Über die gekoppelte 1D- und 2D-Modellierung von Fließgewässern und Überflutungsflächen. Dissertation. Aachen: Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, RWTH Aachen, 2009. [http://publications.rwth-aachen.de/record/51304/files/Kamrath\\_Paul.pdf](http://publications.rwth-aachen.de/record/51304/files/Kamrath_Paul.pdf)
- Land Schleswig-Holstein: Generalplan Küstenschutz des Landes Schleswig-Holstein Fortschreibung 2012. Vorläufige Endfassung Dezember 2012, Kiel.
- Schüttrumpf, H.; Bachmann, D.; Huber, N. P.; Kufeld, M.; Lennartz, G.; Bless, J.; Hill, P. B.; Romich, M.; Altepost, A.; Schumann, A. H.; Pahlow, M.; Petry, U.: Entwicklung eines risikobasierten Entscheidungshilfesystems zur Identifikation von Schutzmaßnahmen bei extremen Hochwasserereignissen -REISE-. Abschlussbericht zum Verbundvorhaben innerhalb der BMBF-Förderaktivität. Aachen: Lehrstuhl und Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft (unveröffentlicht), 2009.
- Singh, V. P. (1996): Kinematic Wave Modeling in Water Resources, Surface-Water Hydrology, New York: John Wiley & Sons, 1996.
- Stadelmann, R.: Den Fluten Grenzen setzen. Schleswig-Holsteins Küstenschutz. Westküste und Elbe. Band 1: Nordfriesland. Husum Druck- und Verlagsgesellschaft. Husum, 2008a.





# Analyse und Bewertung multivariater hydrodynamischer Belastungsgrößen für die deutsche Nord- und Ostseeküste

*Dörte Salecker, Angelika Grubn, Norman Dreier und Peter Fröhle*

## Zusammenfassung

Die Definition von Eingangsgrößen für eine Risikoanalyse erfordert detaillierte Informationen über den zeitlichen Ablauf der im jeweiligen Untersuchungsgebiet herrschenden hydrodynamischen Bedingungen. Dazu zählen Wasserstandsverläufe über die Zeit (Sturmflutganglinien) und zugehörige Seegangsbedingungen sowie die entsprechenden individuellen und kombinierten Eintrittswahrscheinlichkeiten. Um Sturmflutganglinien zu generieren, wurden aus Wasserstandzeitreihen repräsentativer Nord- und Ostseepegel aussagekräftige Größen abgeleitet: 1) max. Windstau, 2) Fülle der Ganglinie/Windstaukurve als Proxi für die Dauer eines Ereignisses sowie 3) deren Verlauf über die Zeit, und diese dann statistisch ausgewertet. Die univariaten Stichproben der einzelnen Belastungsgrößen wurden durch angepasste Extremwertverteilungen statistisch beschrieben. Darauf aufbauend wurden Kombinationen von Wasserständen und Füllen von Ganglinien/Windstaukurven gemeinsame Eintrittswahrscheinlichkeiten zugeordnet. Zur Beschreibung dieser statistischen Abhängigkeiten wurden Copula-Funktionen genutzt. Um zufällige Sturmflutganglinien mit definierten Wahrscheinlichkeiten zu generieren, wurde ein Ansatz zur Beschreibung standardisierter Wasserstandsverläufe entwickelt. Diese wurden auf der Grundlage der statistischen Beziehungen von Kombinationen aus Wasserständen und Füllen der Ganglinie/Windstaukurven auf definierte Wahrscheinlichkeiten skaliert. Der prinzipielle Verlauf der Ganglinie/Windstaukurven wird als zufällig verteilt angenommen. Die zu erwartenden Seegangsbedingungen werden über gemeinsame Eintrittswahrscheinlichkeiten von maximalen Scheitelwasserständen und zugehörigen hohen Wellenhöhen zugeordnet. Die im Vorhaben entwickelten Methoden zur Generierung von Sturmflutganglinien wurden in einem sogenannten Sturmflutgenerator programmtechnisch umgesetzt.

## Schlagwörter

Univariate Statistik, Bivariate Statistik, Copulas, Sturmflutganglinien, Sturmflutgenerator, Risikoanalyse

## Summary

*The definition of input parameters for a risk analysis requires detailed information on the hydrodynamic conditions in each study area, including water level progressions over time (storm surge hydrographs) and the prevailing sea state conditions as well as corresponding probabilities of occurrence. In order to create storm surge hydrographs, water level time series at different North Sea and Baltic Sea locations were evaluated. Annual peak water levels and fullnesses of storm surges/wind set-up were statistically classified*

*using extreme value distributions as well as copula models. To generate random storm surge/wind set-up hydrographs with a given probability of occurrence, in a first step a function was derived that is able to simulate different water level progressions on the interval (0,1). Thereby an arbitrary number of dimensionless storm surge hydrograph shapes were gained. All dimensionless hydrograph shapes were scaled using random pairs of water levels and fullnesses with a given probability. The expected sea state conditions have been determined using joint probabilities of maximum peak water levels and corresponding high wave heights. The methods developed for the generation of storm surge hydrographs were implemented in a software to automatically generate storm surges.*

## Keywords

*Univariate statistics, bivariate statistics, copulas, storm surge hydrographs, risk analysis*

## Inhalt

1	Einleitung.....	92
2	Datengrundlage.....	93
2.1	Wasserstände.....	93
2.2	Seegang.....	93
2.3	Wind.....	94
3	Statistische Methoden.....	94
3.1	Datenvorbereitung und Stichprobengewinnung.....	94
3.2	Univariate statistische Untersuchungen.....	95
3.3	Bivariate statistische Untersuchungen.....	97
4	Ableitung von Eingangsgrößen für die Risikoanalyse.....	98
4.1	Wasserstand.....	98
4.2	Füllen von Ganglinien/ Windstaukurven.....	98
4.3	Kombinierte Eintrittswahrscheinlichkeiten für Wasserstände und Füllen.....	99
4.4	Küstenabschnitte mit schlechter Datenlage.....	102
4.5	Parametrisierung von Ganglinien/ Windstauverläufen.....	102
4.6	Seegang.....	107
4.7	Kombinierte Eintrittswahrscheinlichkeiten für Wasserstände und Seegang.....	108
5	Entwicklung eines Sturmflutgenerators.....	111
6	Zusammenfassung.....	114
7	Danksagung.....	114
8	Schriftenverzeichnis.....	114

## 1 Einleitung

Als Grundlage für die Ermittlung von Versagenswahrscheinlichkeiten von Hochwasserschutzbauwerken ist eine Vielzahl von Eingangsgrößen erforderlich. Neben Parametern zur Beschreibung des Bauwerksverhaltens sind vor allem detaillierte Kenntnisse zu:

- Extremwasserständen und zugehörigen Eintrittswahrscheinlichkeiten
- Sturmflutganglinien (zeitlicher Verlauf des Wasserstandes während einer Sturmflut) und zugehörigen Eintrittswahrscheinlichkeiten
- zugehörigen Seegangverhältnissen und kombinierten Eintrittswahrscheinlichkeiten

erforderlich.

Im Folgenden werden die im Projekt HoRisk entwickelten Methoden zur Generierung dieser Eingangsgrößen für die Risikoanalyse zusammenfassend dargestellt.

## 2 Datengrundlage

Die Definition von Eingangsgrößen für die Risikoanalyse erfordert detaillierte Informationen über die herrschenden hydrodynamischen Bedingungen in dem jeweiligen Untersuchungsgebiet. Gemessene Zeitreihen der relevanten Belastungsgrößen sind dabei die wichtigste und verlässlichste Informationsquelle. Stehen keine Messungen zur Verfügung, müssen Ergebnisse aus numerischen Simulationen oder statistischen Verfahren (beispielsweise Wind-Wellen-Korrelationen) herangezogen werden, um die Daten zu verdichten.

### 2.1 Wasserstände

Die im HoRisk-Projekt ausgewerteten Wasserstandsdaten stammen aus Messungen der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung, i. E. von den Wasser- und Schifffahrtsämtern (WSÄ) in Emden, Stralsund und Lübeck und vom Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie (BSH) sowie dem Staatlichen Amt für Landwirtschaft und Umwelt Mittleres Mecklenburg (StALU MM). Die Pegeldata wurden entweder direkt von den o. g. Institutionen bezogen oder von der Bundesanstalt für Gewässerkunde (BfG) bereitgestellt.

Wasserstandsdaten für Ostseestationen sind ab Mitte der 1950er Jahre als Stundenwerte verfügbar. Für die Messstationen des Internen Messnetzes Küste (IMK) des StALU MM liegen Wasserstandsdaten seit 2008 im 10-Minuten-Raster vor.

Wasserstände der Nordseepegel liegen bis zum Jahr 2000 im Wesentlichen als Scheitelwerte (Thw, Tnw) vor. Messungen ab dem 1.11.2000 (an den Stationen Nordstrandischmoor, Wiek, Schlüttsiel und List bereits ab dem 1.11.1997 bzw. an der Station Pellworm ab dem 13.8.1995) haben eine zeitliche Auflösung von einer Minute.

Neben Aufzeichnungen aus der jüngeren Vergangenheit sind für einige Stationen auch historische Wasserstände in Form von Scheitelwerten (Nordseestationen) beziehungsweise Jahresmaxima (Ostseestationen) verfügbar. Die Aufzeichnungen reichen mit Unterbrechungen bis in die Jahre 1825 (Bensersiel), 1826 (Travemünde), 1848 (Wismar), 1855 (Warnemünde) oder 1873 (Stralsund) zurück (vgl. Fröhle 2014).

### 2.2 Seegang

Stündliche Messwerte des Seegangs liegen seit den 1990er Jahren für eine Reihe von Ostseestationen vor. Die Daten stammen zum großen Teil aus dem IMK des StALU MM sowie aus Messungen des BSH und Messungen der Universität Rostock. Wie auch bei

den Wasserständen zeichnen die IMK Stationen den küstennahen Seegang seit 2008 in 10-Minuten-Abständen auf.

An der Nordseeküste sind im Vergleich zu den Wasserstandsmessungen wenige Seegangsmessungen verfügbar. Das Amt für ländliche Räume Husum hat Seegangsmessungen mit Wellenmessbojen an der Schleswig-Holsteinischen Nordseeküste durchgeführt, diese wurden durch den Landesbetrieb für Küstenschutz, Nationalpark und Meeresschutz Schleswig-Holstein (LKN-SH) zur Verfügung gestellt. Die zeitliche Auflösung der Daten variiert zwischen 1 bis 4 Stunden. Ab 2005 liegen die Daten durchgängig als Stundenwerte vor. Darüber hinaus stehen Ergebnisse von Seegangsmessungen aus der Fino-Datenbank, bereitgestellt durch das BSH, zur Verfügung.

Für Küstenabschnitte mit unzureichender Datengrundlage wurden Hindcast-Berechnungen des Helmholtz-Zentrums Geesthacht zur Auswertung hinzugezogen. Die Daten stehen als stündliche Werte für die gesamte deutsche Nordsee für den Zeitraum 1958 bis 2007 zur Verfügung. Die räumliche Auflösung der Daten in x-Richtung (latitudo) beträgt  $0,1^\circ$ , die Auflösung in y-Richtung (longitude)  $0,05^\circ$ .

## 2.3 Wind

Es wurden Windmessungen vom Deutschen Wetterdienst (DWD) sowie dem IMK des StALU MM verwendet. Bei den Daten handelt es sich um stündliche Messwerte, die teilweise als Terminwerte und teilweise als Mittelwerte vorhanden sind. Für die Stationen des IMK liegen seit 2008 Daten in einem zeitlichen Raster von 10 Minuten vor.

## 3 Statistische Methoden

Die statistischen Analysen zielen darauf ab, aus den verfügbaren hydrodynamischen Daten Bauwerksbelastungen als eine Eingangsgröße für eine Risikoanalyse abzuleiten.

### 3.1 Datenvorbereitung und Stichprobengewinnung

Alle Wasserstandzeitreihen wurden um den linearen Trend bereinigt. Bei den historischen Daten der Ostseelokationen stehen lediglich die Jahresmaxima zur Verfügung, sodass der lineare Trend auf Basis dieser Jahreswerte bestimmt wurde. Als Höhenbezugsniveau für die untersuchten Ostseewasserstände wurde Normalhöhennull (NHN) gewählt, für die Nordseestationen wurden die statistischen Untersuchungen an Wasserständen über Normalnull (NN) durchgeführt. Die Trendbereinigung der Zeitreihen der Thw erfolgte über den linearen Trend der mittleren Tidehochwasserstände (vgl. z. B. Jensen et. al 2003). Die Trendbereinigung aller Zeitreihen erfolgte bezogen auf das Jahr 2013, d. h. alle Messwerte wurden auf dieses Jahr beschickt. Seegangsmessungen sind an den im Projekt relevanten Lokationen nur über relativ kurze Zeiträume durchgeführt worden. Eine sinnvolle Trendermittlung ist somit kaum möglich, sodass auf eine Trendbereinigung dieser Daten verzichtet wurde.

Für statistische Auswertungen wurden die maximalen Wasserstände aller beobachteten Jahre ausgewählt und zu einer Stichprobe zusammengefasst, wobei hydrologische Jahre (01.11. des Vorjahres bis zum 31.10. des namengebenden Jahres) betrachtet

wurden. Zu den Jahresmaxima der Wasserstände wurden die jeweils zugehörigen Füllen der Sturmflutganglinien beziehungsweise Füllen der Windstaukurven ermittelt und zu einer Stichprobe zusammengefasst (vgl. Kap. 4.2). Füllen von Sturmflutganglinien bzw. Windstaukurven sind definiert als Flächen zwischen einem Grenzwasserstand und dem Wasserstandsverlauf während eines Hochwassers über die Zeit bzw. als Flächen zwischen einem Grenzwasserstand und dem Windstauverlauf über die Zeit (Abb. 6) (vgl. Wahl et al 2010). Die Stichprobe der Wellenhöhen ergibt sich aus den jeweils höchsten Wellenhöhen, die im Verlauf der Sturmflut aufgetreten sind.

### 3.2 Univariate statistische Untersuchungen

In Tab. 1 sind die Verteilungsfunktionen  $F(x)$  sowie L-Momente ( $\lambda_1$  und  $\lambda_2$ ) beziehungsweise standardisierte L-Momente ( $\tau_3$ ) der verwendeten Extremwertverteilungen zusammengefasst.

Das  $r$ -te L-Moment einer beliebigen Verteilungsfunktion wird wie folgt ermittelt (1). Wobei  $x(F)$  die Quantilfunktion der jeweiligen Verteilungsfunktion und  $P_{r-1}^*(F)$  das  $(r-1)$ -te „Shifted Legendre Polynom“ ist (2).

$$\lambda_r = \int_0^1 x(F) P_{r-1}^*(F) dF \quad (1)$$

$$P_r^*(F) = \sum_{k=0}^r (-1)^{r-k} \binom{r}{k} \binom{r+k}{k} F^k \quad (2)$$

Für Verteilungsfunktionen mit drei Parametern ist es sinnvoll, neben den L-Momenten das dritte standardisierte L-Moment (3) zu bestimmen da dieses lediglich eine Funktion des Formparameters ist.

$$\tau_3 = \frac{\lambda_3}{\lambda_2} \quad (3)$$

Das  $r$ -te L-Moment der Stichprobe kann mithilfe von (4) ermittelt werden.

$$l_{r+1} = \sum_{k=0}^r p_{r,k}^* b_k \quad (4)$$

mit:

$$p_{r,k}^* = (-1)^{r-k} \binom{r}{k} \binom{r+k}{k} \quad (5)$$

$$b_k = n^{-1} \binom{n-1}{k}^{-1} \sum_{j=k+1}^n \binom{j-1}{k} x_{j:n} \quad (6)$$

Wobei  $x_{1:n} \leq x_{2:n} \leq \dots \leq x_{n:n}$  die der Größe nach geordnete Stichprobe ist. Analog zu (3) können auch für die Stichprobe standardisierte L-Momente definiert werden (7).

$$t_r = \frac{l_r}{l_2}, \quad r = 3, 4 \dots \quad (7)$$

Nach Gleichsetzen des  $n$ -ten L-Momentes der Verteilungsfunktion (1) mit dem  $n$ -ten L-Moment der Stichprobe (4) beziehungsweise des  $n$ -ten standardisierten L-Momentes der Verteilungsfunktion (3) mit dem entsprechenden standardisierten L-Moment der

Stichprobe (7) wird das entstehende Gleichungssystem gelöst und die unbekannten Funktionsparameter werden entsprechend ermittelt (Hosking und Wallis 1997; Klein 2009).

Tabelle 1: Verteilungsfunktionen  $F(x)$  und L-Momente bzw. standardisierte L-Momente ausgewählter Funktionen (Hosking und Wallis 1997).

$F(x)$	L-Momente/ standardisierte L-Momente
<hr/>	
Weibull	
$1 - e^{-\left(\frac{x_i}{\beta}\right)^\alpha}$	$\lambda_1 = \beta \Gamma\left(1 + \frac{1}{\alpha}\right)$
	$\lambda_2 = 2^{-\frac{1}{\alpha}} \left(-1 + 2^{\frac{1}{\alpha}}\right) \beta \Gamma\left(1 + \frac{1}{\alpha}\right)$
<hr/>	
Log-Normal	
$\frac{1}{2} \operatorname{Erfc}\left(\frac{\mu - \log x}{\sqrt{2}\sigma}\right)$	$\lambda_1 = e^{\mu + \frac{\sigma^2}{2}}$
	$\lambda_2 = \int_0^1 e^{\mu - \sqrt{2}\sigma \operatorname{Erfc}^{-1}(2F)} (-1 + 2F) dF$
<hr/>	
GEV	
$e^{-\left(1 + \frac{\xi(-\mu + x_i)}{\sigma}\right)^{-\frac{1}{\xi}}}$	$\lambda_1 = \frac{\mu\xi - \sigma + \sigma\Gamma(1 - \xi)}{\xi}$
	$\lambda_2 = \frac{(-1 + 2^\xi)\sigma\Gamma(1 - \xi)}{\xi}$
	$\tau_3 = \frac{1 - 3 * 2^\xi + 2 * 3^\xi}{-1 + 2^\xi}$
<hr/>	
Gumbel	
$e^{-e^{-\frac{x_i - \alpha}{\beta}}}$	$\lambda_1 = \alpha + \gamma\beta$
	$\lambda_2 = \beta \log(2)$
<hr/>	

Die Güte der Anpassung der univariaten Verteilungsfunktionen an die jeweilige Stichprobe wurde optisch bestimmt, indem die angepasste Verteilungsfunktion gemeinsam mit den Messwerten graphisch dargestellt wurde. Dazu ist jedem Wert der Stichprobe eine Eintrittswahrscheinlichkeit (oder plotting position)  $p_i$  zugeordnet worden. In der Literatur (EAK 2002) wird bei unbekannter Verteilungsfunktion einer Stichprobe die plotting position nach Hazen (8) empfohlen.

$$p_i = \frac{i-0.5}{n} \quad (8)$$

### 3.3 Bivariate statistische Untersuchungen

Neben der Möglichkeit, direkte bivariate Verteilungen zu nutzen, kann eine bivariate Verteilungsfunktion für eine Stichprobe mit zwei Variablen mit Hilfe der bekannten univariaten Randverteilungen und einer Copula-Funktion zur Beschreibung der stochastischen Abhängigkeitsstruktur zwischen den beiden gewählten Variablen (statistisch genaue Zufallsvariablen, hier: Sturmflutwasserstände und Füllen bzw. Seegangparameter) ermittelt werden.

Die Stärke des Zusammenhanges zwischen zwei Zufallsvariablen wird durch den Rangkorrelationskoeffizienten Kendall's  $\tau$  (9) ausgedrückt.  $\tau$  kann Werte zwischen -1 und 1 annehmen, wobei  $\tau = 0$  darauf hindeutet, dass kein Zusammenhang zwischen den Zufallsvariablen besteht. Nimmt  $\tau$  die Werte 1 bzw. -1 an, besteht ein perfekter positiver bzw. negativer Zusammenhang zwischen den Zufallsvariablen.

$$\tau = \frac{P_n - Q_n}{\binom{n}{2}} \quad (9)$$

$P_n$  und  $Q_n$  sind die Anzahlen der konkordanten und diskordanten Paare,  $n$  ist die Anzahl der Beobachtungen.

Verschiedene Copula-Funktionen stehen zur Verfügung, um den Zusammenhang zwischen hohen Wasserständen und Füllen beziehungsweise hohen Wasserständen und Wellenhöhen zu beschreiben. Die für die Untersuchungen verwendeten Copula-Funktionen sind in Tab. 2 zusammengestellt.

Der Parameter  $\theta$  zur Determinierung der Copula wird bestimmt, indem der ermittelte Rangkorrelationskoeffizient sowie die jeweilige Generator Funktion  $\varphi(t)$  beziehungsweise deren erste Ableitung in die Bestimmungsgleichung für  $\tau$  (10) eingesetzt und anschließend nach  $\theta$  aufgelöst wird.

$$\tau = 1 + 4 \int_0^1 \frac{\varphi(t)}{\varphi'(t)} dt \quad (10)$$

Beliebigen Kombinationen von  $(u,v)$  im Intervall  $(0,1)_u$  und  $(0,1)_v$  können damit Wahrscheinlichkeiten zugeordnet werden.

Tabelle 2: Verteilungsfunktionen  $C(u,v)$  und Generatorfunktionen  $\varphi(t)$  ausgewählter Copulas (Nelson 2006).

Copula	$C(u,v)$	$\varphi(t)$
Gumbel	$e^{\left[-((- \log u)^\theta + (- \log v)^\theta)^{\frac{1}{\theta}}\right]}$	$ \log t ^\theta$
Frank	$-\frac{1}{\theta} \log \left[ 1 + \frac{(e^{-\theta u} - 1)(e^{-\theta v} - 1)}{e^{-\theta} - 1} \right]$	$-\log \frac{e^{-\theta t} - 1}{e^{-\theta} - 1}$

Durch Einsetzen von  $(u,v)$  in die jeweilige Umkehrfunktion der univariaten Verteilungen der beiden Zufallsvariablen werden die Randverteilungen vorgegeben.

$$(x, y) = (F_1^{-1}(u), F_2^{-1}(v)) \quad (11)$$



Die Anpassungsgüte wird über die Abweichung der empirischen  $\lambda$ -Funktion von den theoretischen  $\lambda$ -Funktionen ermittelt sowie durch den Vergleich gemessener Kombinationen von Zufallsvariablen (hier: Wasserstände, Füllen oder Seegangparameter) mit simulierten Kombinationen. Dazu wird zunächst eine beliebige Anzahl von gleichverteilten Zufallsvariablen  $(u, u^*)$  im Intervall  $(0,1)_u$  und  $(0,1)_{u^*}$  erzeugt. Durch Einsetzen von  $u^*$  in die Umkehrfunktion der Ableitung der Copula-Funktion nach  $u$  (13) werden voneinander abhängige Zufallsvariablen  $(u, v)$  erzeugt.

$$Q_u(v) = \frac{\partial}{\partial u} C(u, v) \quad (12)$$

$$v = Q_u^{-1}(u^*) \quad (13)$$

Diese Zufallsvariablen  $(u, v)$  werden wiederum in die Umkehrfunktionen der Randverteilungen eingesetzt (11), um die simulierten Datenpaare in die tatsächlichen Einheiten umzurechnen (Genest und Favre 2007; Brechmann 2010; Salvadori et. al 2007).

## 4 Ableitung von Eingangsgrößen für die Risikoanalyse

### 4.1 Wasserstand

Für die Ostsee wurden die trendbereinigten Wasserstände der Pegel Travemünde, Wismar, Warnemünde, Sassnitz, Greifswald und Koserow untersucht. Die mit der Methode der L-Momente angepasste Gumbel-Verteilung lieferte dabei für alle untersuchten Ostseepiegel und Stichproben (Stichproben aus stündlichen Messungen sowie Stichproben aus historischen Hochwasserereignissen) die beste Anpassung an die Daten (vgl. Salecker et. al 2011).

Für die Nordsee wurden Wasserstände der Pegel Pellworm, Büsum, Meldorf, Wangerooge West, Spiekeroog und Norderney ausgewertet. Für die Stichproben der Wasserstände (Stichprobe aus den Thw und Tnw) lieferte die Gumbel-Verteilung für alle Stationen (mit Ausnahme des Pegels Norderney) die besten Ergebnisse. Am Pegel Norderney wurde die beste Anpassung an die Daten mit der Log-Normalverteilung erzielt.

### 4.2 Füllen von Ganglinien/ Windstaukurven

Für die o. g. Ostseepiegel wurden Füllen von Sturmflutganglinien aus den Wasserstandsdaten mit einer zeitlichen Auflösung von einer Stunde ermittelt. Diese stehen zumeist ab Mitte der 1950er Jahre zur Verfügung. Ausgewählt und statistisch untersucht wurden die Füllen von Sturmfluten, bei denen die jeweiligen Jahresmaxima des Wasserstands aufgetreten sind. Die Fülle einer Sturmflutkurve wurde für den Zeitraum ermittelt, in dem die Wasserstände oberhalb von einem Grenzwasserstand von 60 cm NHN liegen. An die Stichproben der Füllen wurden die verschiedenen univariaten Verteilungsfunktionen mittels der Methode der L-Momente angepasst. Für die Stationen Wismar und Warnemünde beschreibt die GEV die Verhältnisse am besten. Für die Stationen Travemünde, Sassnitz, Greifswald und Koserow liefert die Log-Normal-Verteilung bessere Anpassungen.

Für die untersuchten Nordseepiegel wurden Windstaukurven ausgewertet und statistisch eingeordnet. Als Windstau wurde hier die Differenz zwischen dem gemessenen

Wasserstand und der mittleren Tide definiert (vgl. Abb. 6). Ermittelt wurde der Windstau aus der Zeitreihe der Thw und Tnw der einzelnen Stationen. Dazu wurde von den gemessenen Thw das über 5 Jahre gemittelte MThw bzw. von den gemessenen Tnw das ebenfalls über 5 Jahre gemittelte MTnw subtrahiert. Anschließend wurde die Fläche in [cmh] bestimmt, die von dem Windstauverlauf über die Zeit und einem Grenzwasserstand von 50 cm eingeschlossen wird. Die insgesamt beste Anpassung der untersuchten Verteilungsfunktionen wurde mit der Generalisierten Extremwert-Verteilung (GEV) erreicht; diese wurde somit für die weiteren Auswertungen verwendet.

### 4.3 Kombinierte Eintrittswahrscheinlichkeiten für Wasserstände und Füllen

Die Abhängigkeitsstruktur zwischen Hochwasserständen der verschiedenen Ostseestationen und den zugehörigen Füllen wurde mit Copula-Funktionen beschrieben. Die ermittelten Rangkorrelationskoeffizienten (Kendall's  $\tau$ ) variieren zwischen 0,476 (Koserow) und 0,595 (Sassnitz). Damit besteht bei allen untersuchten Stationen ein statistischer Zusammenhang zwischen Sturmflutwasserständen und Füllen. Mit zunehmendem Wasserstand nimmt also tendenziell auch die Fülle der Sturmflutganglinie zu.

Aus den verschiedenen zur Verfügung stehenden Copula-Funktionen wurde jeweils diejenige ausgewählt, die den Zusammenhang zwischen den beiden Zufallsgrößen am besten beschreibt. Aufgrund unterschiedlich langer Wasserstandsaufzeichnungen an den einzelnen Pegeln ergeben stochastisch-mathematisch unterschiedliche Copula-Funktionen die jeweils beste Anpassung. Betrachtet man jedoch die Ganglinien von real aufgetretenen Sturmfluten, dann wird erwartungsgemäß deutlich, dass Sturmfluten, die von einem Windereignis erzeugt wurden, unabhängig von der Lokation der Pegel nahezu identische Wasserstandsverläufe zeigen. Es ist daher davon auszugehen, dass der Zusammenhang zwischen hohen Wasserständen und den zugehörigen Füllen der Ganglinien an allen betrachteten Pegeln durch dieselbe Copula-Funktion beschrieben werden sollte. Für die betrachteten Ostseepegel wird für die weiteren Berechnungen die Gumbel-Copula herangezogen.

Um auch weiter zurückliegende Ereignisse, für die keine Wasserstandsverläufe vorliegen, zu berücksichtigen, erfolgt die Rücktransformation der Randverteilung der Wasserstände mithilfe der an die historischen Hochwasserereignisse angepassten univariaten Verteilungsfunktion. Da Wasserstände und Füllen einen statistischen Zusammenhang zeigen, ist damit zu rechnen, dass höhere Wasserstände auch größere Füllen von Ganglinien nach sich ziehen. Die Randverteilung der Füllen wurde dementsprechend angepasst. Pro Wasserstand wurden mehrere mögliche Füllen ermittelt und somit die statistische Variabilität der Füllen berücksichtigt. In den Ergebnissen sind die mittleren Verhältnisse dargestellt (vgl. Abb. 1). Für jede Wasserstand-Füllen-Kombination wird mathematisch eine Eintrittswahrscheinlichkeit ermittelt. Gleiche Eintrittswahrscheinlichkeiten werden zu Isolinien verbunden ( $p=0,01$  entsprechen dem 100-jährlichen Ereignis,  $p=0,005 \triangleq$  200-jährlichen Ereignis,  $p=0,002 \triangleq$  500-jährlichen Ereignis,  $p=0,001 \triangleq$  1000-jährlichen Ereignis, usw.). Entlang der Isolinien (mit den entsprechenden Wahrscheinlichkeiten) ist die Wahrscheinlichkeit für beliebige Kombinationen aus Wasserständen und Füllen gleich.

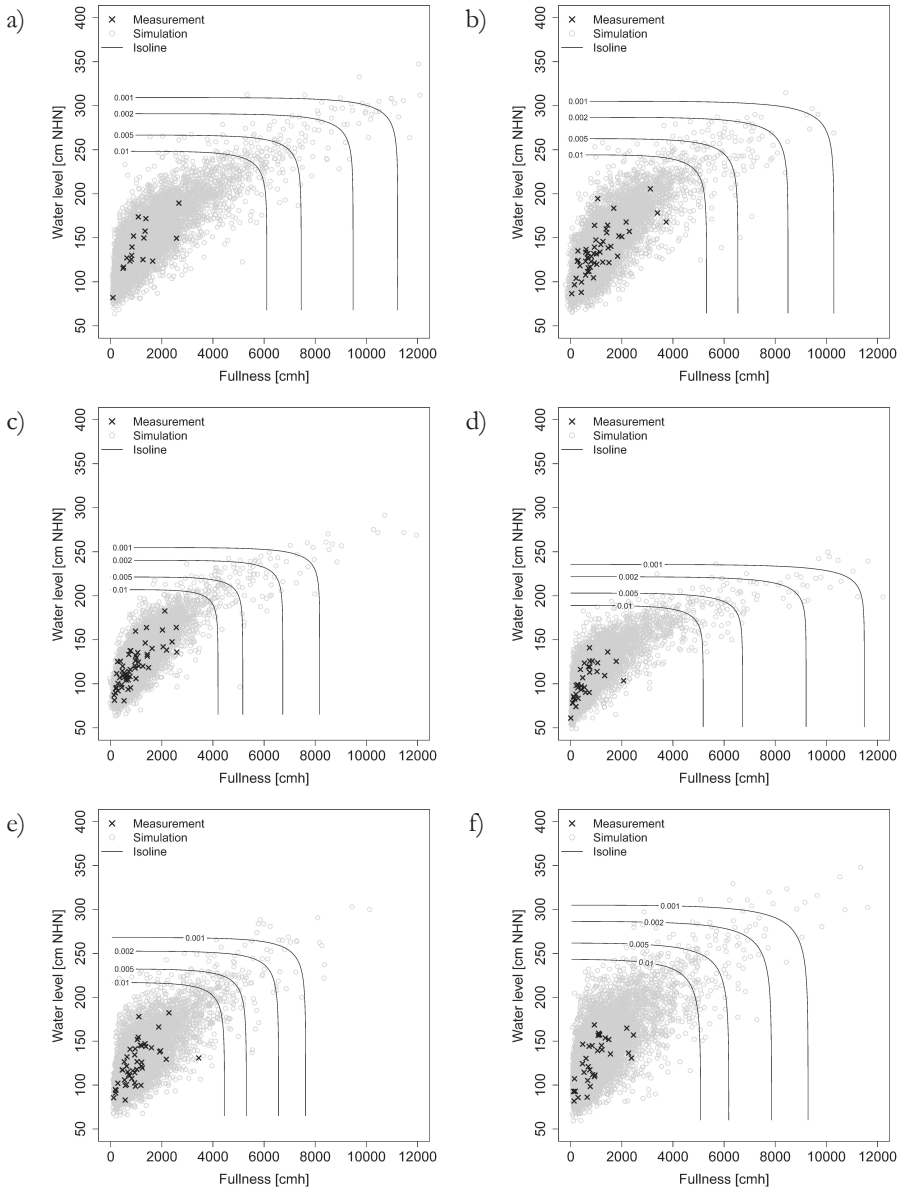


Abbildung 1: Gemessene und simulierte Datenpaare aus Füllen von Ganglinien und Wasserständen sowie Linien gleicher Eintrittswahrscheinlichkeiten für die Stationen: a) Travemünde, b) Wismar, c) Warnemünde, d) Sassnitz, e) Greifswald, f) Koserow.

Für die ausgewählten Nordseepegel wurden ebenfalls Zusammenhänge zwischen den maximalen Scheitelwasserständen und den Füllen der jeweiligen Windstaukurven ermittelt. Die Rangkorrelationskoeffizienten (Kendall's  $\tau$ ) variieren hier zwischen 0,368 (Pellworm) und 0,609 (Spiekeroog). Der Zusammenhang zwischen maximalen Scheitelwasser-

ständen und Füllen von Windstaukurven wird für die ausgewählten Pegel am besten durch die Gumbel-Copula beschrieben.

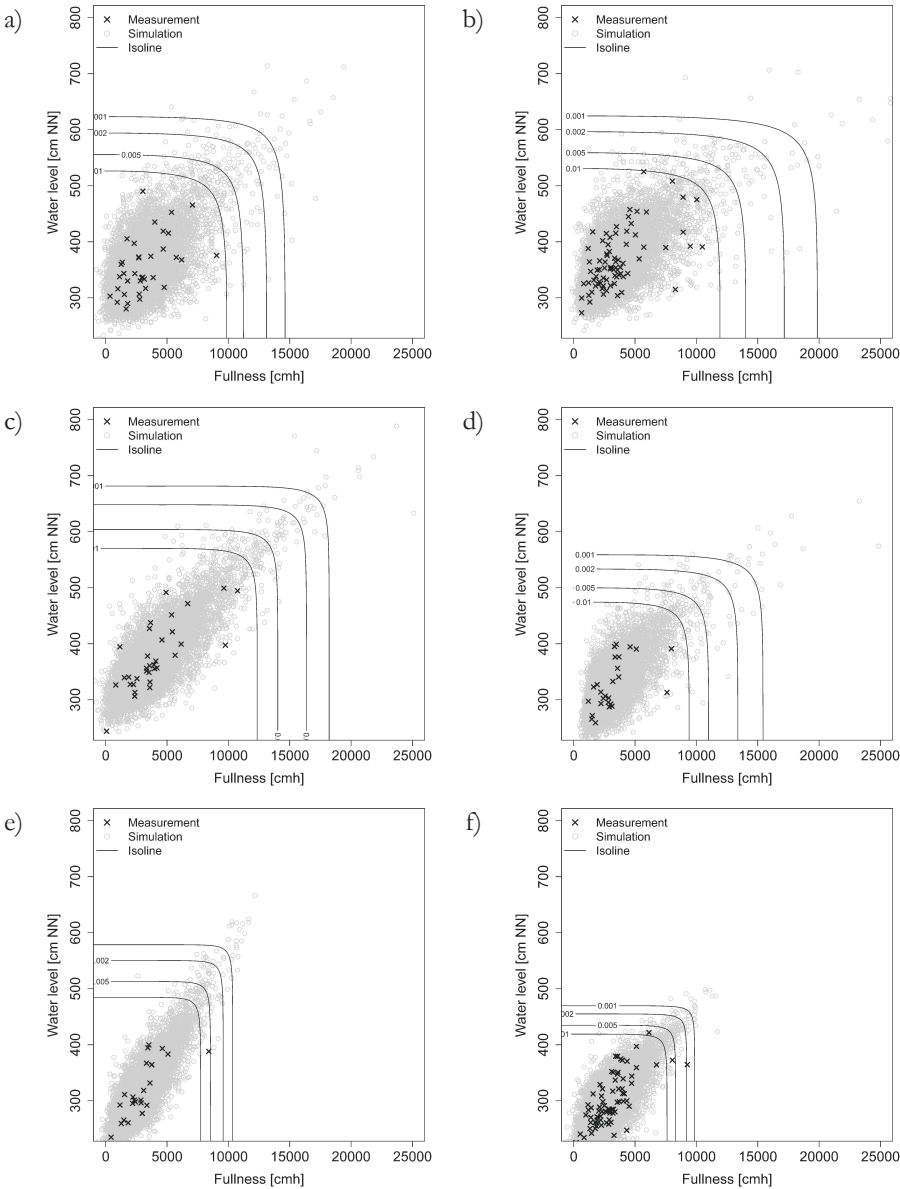


Abbildung 2: Gemessene und simulierte Datenpaare aus Füllen von Windstaukurven und Wasserständen (Datenbasis: Scheitelwerte der Stationen) sowie Linien gleicher Eintrittswahrscheinlichkeiten für die Stationen a) Pellworm, b) Büsum, c) Meldorf, d) Wangerooge West, e) Spiekeroog, f) Norderney.

#### 4.4 Küstenabschnitte mit schlechter Datenlage

In Abb. 3 sind die berechneten  $p=0,005$ -Isolinien (Wiederkehrintervall 200 Jahre) der Stationen Travemünde, Wismar, Rostock, Sassnitz, Greifswald und Koserow als schwarze Linien mit Raumbezug zueinander dargestellt. Für Küstenabschnitte zwischen diesen Stationen (bei denen die Datenlage unzureichend für eine Durchführung umfassender statistischer Analysen ist) wurden die  $p=0,005$ -Isolinien interpoliert. Dieses Vorgehen ist gerechtfertigt, da Wasserstandsmessungen sowohl für die größeren Buchtenlagen (Lübecker Bucht, Wismarer Bucht, Greifswalder Bodden), als auch außerhalb davon (Warnemünde, Sassnitz, Koserow) vorliegen. So können auch lokale Effekte wie der Buchtenstau abgebildet werden. In Abb. 3 sind die interpolierten Isolinien als blaue Linien dargestellt.

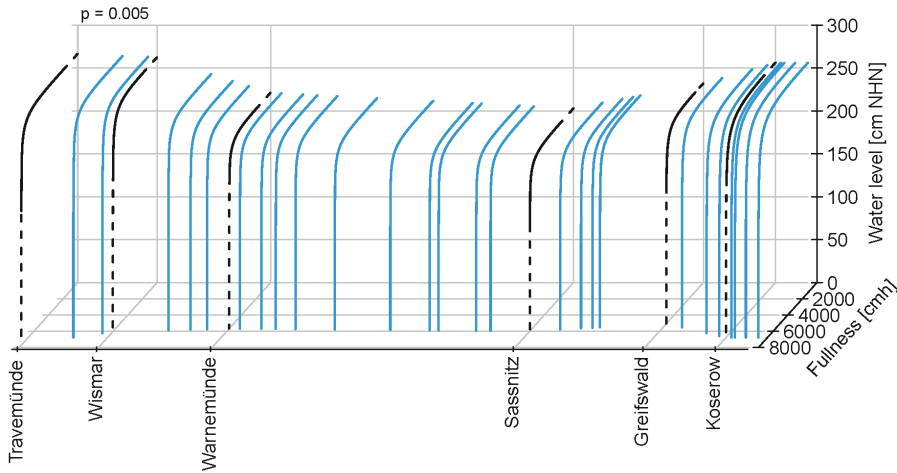


Abbildung 3: Berechnete (schwarz) und interpolierte (blau) Isolinien (Wasserstände und Füllen) mit einer Wahrscheinlichkeit von  $p=0,005$ .

Die für die Interpolation benötigten Strecken zwischen zwei Küstenabschnitten wurden auf der Grundlage der Küstenkilometrierung berechnet (dabei ist lediglich der Bereich der Außenküste berücksichtigt worden). In Bereichen mit kleineren Buchten (z. B. auf Rügen) wurde die Luftlinie zwischen zwei Stationen bzw. Pegelstandorten herangezogen.

#### 4.5 Parametrisierung von Ganglinien/ Windstauverläufen

Die Parametrisierung von Ostsee-Sturmflutganglinien erfolgte anhand von Ganglinien mit nur einem Peak und einem Scheitelwasserstand größer 100 cm NHN. Betrachtet wurden die Wasserstandsverläufe oberhalb 60 cm NHN. Zum besseren Vergleich wurden alle Sturmflutganglinien, die die vorgenannten Kriterien erfüllen, in eine standardisierte Form gebracht, d. h. auf den jeweiligen Maximalwert normiert. Für alle ausgewählten standardisierten Sturmflutganglinien wurde der Zeitpunkt bestimmt, an dem der maximale Wasserstand aufgetreten ist. Hieraus resultiert dann jeweils ein Intervall, in dem der maximale Wasserstand an der jeweiligen Station aufgetreten ist.

Der Verlauf links und rechts des maximalen Wasserstandes wird getrennt voneinander beschrieben, indem die Parameter  $a$  und  $b$  in den gewählten Anpassungsfunktionen (14) bzw. (15) variiert werden. Die Kriterien zur Definition der Anpassungsfunktionen sind hier nicht im Einzelnen dargestellt. Hier wird auf den 2. Zwischenbericht HoRisk B (Fröhle 2011) sowie Salecker et. al (2012a und 2012b) verwiesen.

$$r(\theta) = \frac{a}{\sqrt{(\cos(\theta+b))^2(\alpha \sin(\theta+b))^2}} \quad (14)$$

$$r(\theta) = \frac{a}{\sqrt{(\cos(\theta-b))^2(\alpha \sin(\theta-b))^2}} \quad (15)$$

Der Einfluss von Änderungen in den Parametern  $a$  und  $b$  sowie des Zeitpunkts des Scheitelwasserstandes auf die resultierende Ganglinienform ist in Abb. 4 exemplarisch dargestellt.

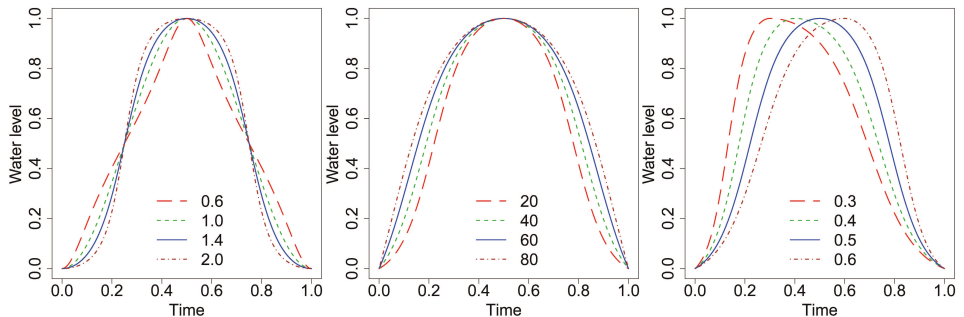


Abbildung 4: Einfluss von Änderungen in den Parametern  $a$  (links) und  $b$  (Mitte) sowie des Zeitpunkts des maximalen Scheitelwasserstandes (rechts) auf die resultierende Ganglinienform.

Um das Verfahren zur Generierung von Ganglinienformen zu überprüfen, wurden gemessene standardisierte Ganglinienformen mit simulierten Ganglinienformen verglichen. Eine Auswahl gemessener und simulierter Ganglinienformen ist in Abb. 5 dargestellt. Es ist zu erkennen, dass die gemessenen Ganglinien durch die Anpassungsfunktion ausreichend genau für die hier angestellten statistischen Analysen wiedergegeben werden.

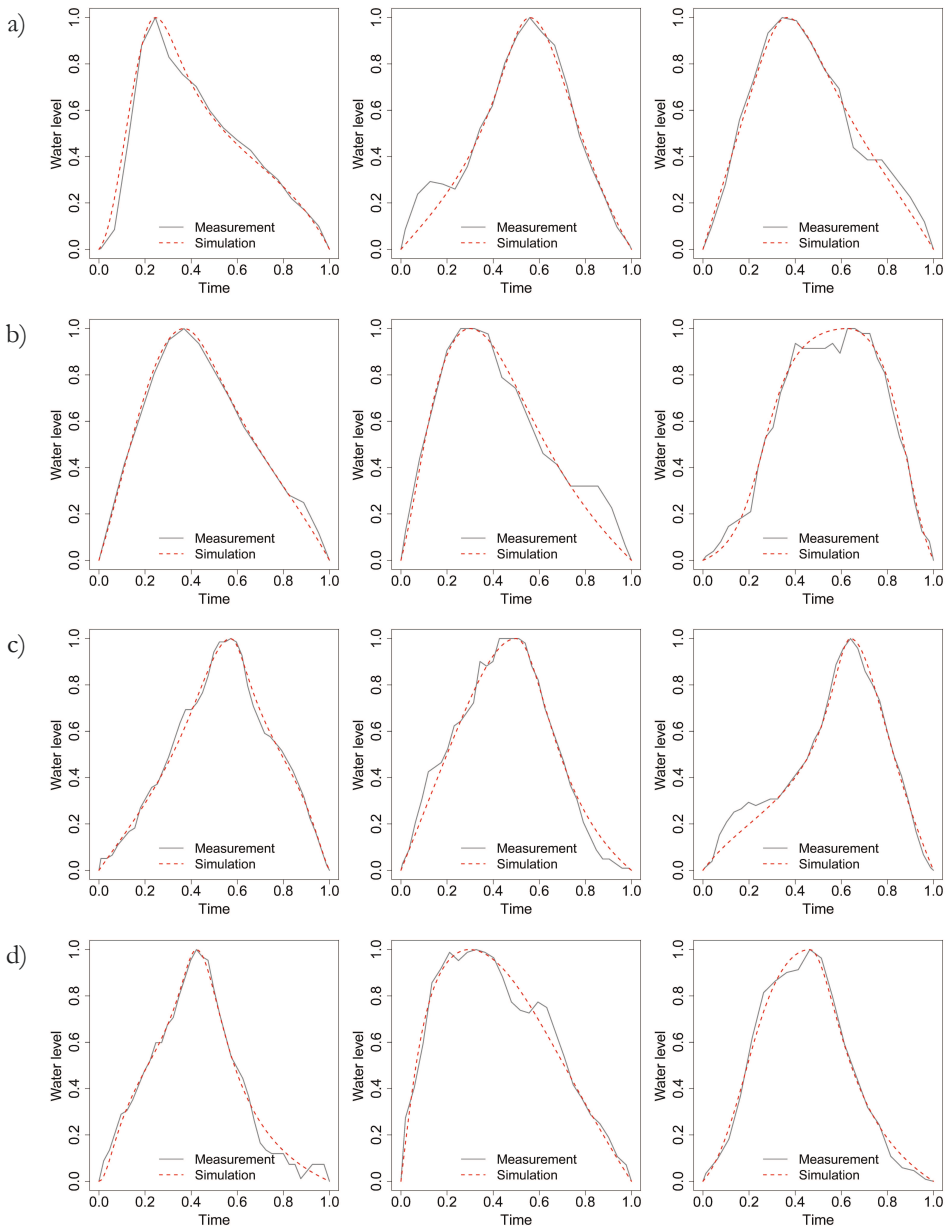


Abbildung 5: Vergleich von simulierten und gemessenen Ganglinienformen: a) Wismar, b) Rostock (Warnemünde), c) Sassnitz, d) Greifswald.

Die simulierten Ganglinien zeigen für alle Stationen eine ausreichend gute Übereinstimmung mit den gemessenen Ganglinienformen. Der Parameter  $a$  ist jeweils im Intervall von 0,5 bis 2,0 in 0,1er-Schritten und der Parameter  $b$  im Intervall von 0 bis 90 in 10er-Schritten variiert worden. Für die gezeigten Vergleiche ist der Zeitpunkt des simulierten



Scheitelwasserstandes auf den gemessenen Zeitpunkt des Scheitelwasserstandes festgesetzt worden.

Die Parametrisierung von Windstauverläufen an der Nordsee erfolgte im Wesentlichen analog zur Parametrisierung von Sturmflutganglinien an der Ostsee. Grundlage für die Parametrisierung von Windstauverläufen sind die Daten aus den minutlichen Messungen des Wasserstandes an den einzelnen Pegeln. Am Beispiel dreier Windstaukurven des Pegels Büsum soll das Verfahren verdeutlicht werden (vgl. Abb. 6). Um den Windstauverlauf zu erhalten, wurde von den aufgezeichneten Wasserstandzeitreihen zunächst die mittlere Tide des jeweiligen Pegels subtrahiert (Abb. 6a) (vgl. Gönnert et. al. 2010). Anschließend wurden alle Windstaukurven mit einem maximalen Windstau von mehr als 150 cm ausgewählt, wobei nur die Verläufe oberhalb eines Grenzwasserstandes von 100 cm weiter betrachtet wurden (Abb. 6b).

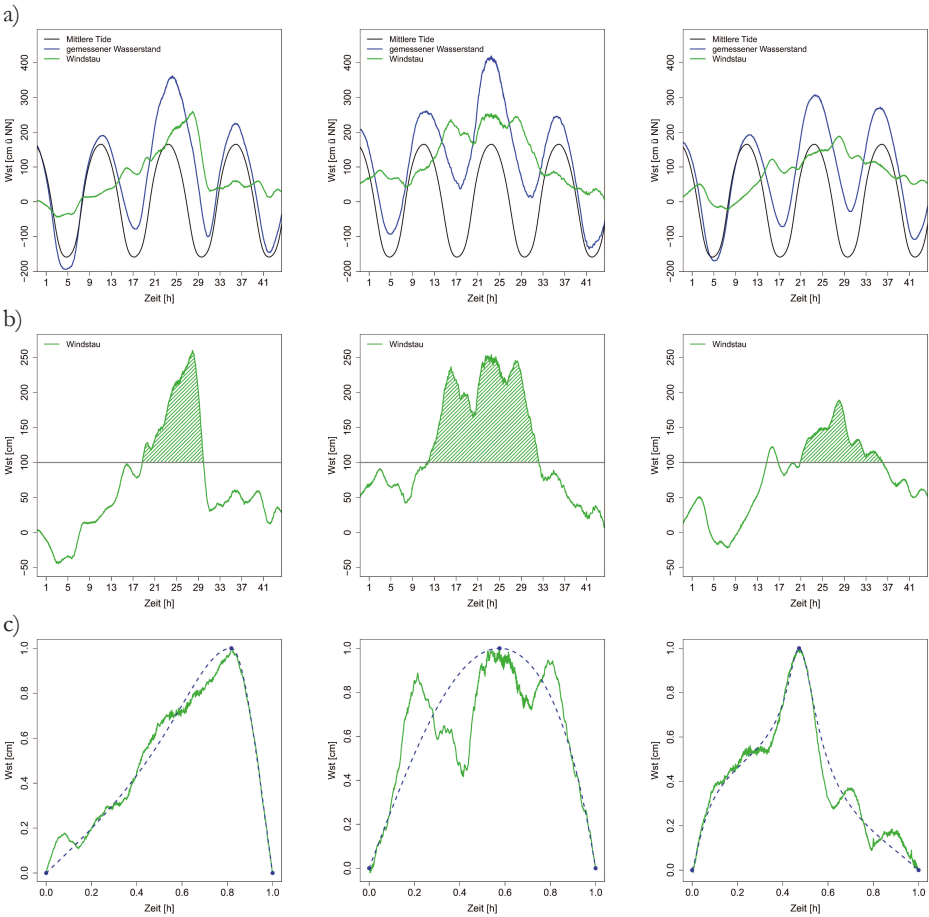


Abbildung 6: Vorgehensweise bei der Parametrisierung von Windstaukurven an drei Beispielen des Pegels Büsum; a) Ermittlung des Windstaus aus der Differenz von der gemessenen und der mittleren Tide, b) Auswahl des Windstauverlaufs oberhalb von 100 cm, c) Standardisierung des Windstauverlaufs und Generierung eines künstlichen Windstauverlaufs.

Alle ausgewählten Windstaukurven wurden wiederum durch Division durch das Maximum in eine standardisierte Form gebracht. Sowohl die Wasserstände als auch die Dauern nehmen damit nur Werte von null bis eins an (Abb. 6c). Anschließend wurden die Zeitpunkte bestimmt, zu denen der maximale Wasserstand auftritt. Damit kann für jeden Pegel ein Intervall eingegrenzt werden, innerhalb dessen der maximale Wasserstand auftreten kann. Auf Grundlage dieser Auswertung wurden die grundsätzlichen Ganglinienformen analog zu den Sturmflutganglinien der Ostsee generiert. Die Überprüfung des Verfahrens zur Generierung von Ganglinienformen erfolgte anhand gemessener und ebenfalls standardisierter Ganglinienformen. Diese wurden mit den simulierten Ganglinienformen verglichen (Abb. 6c).

Die simulierten Windstauganglinien zeigen sowohl für die hier dargestellten Ereignisse als auch für die übrigen untersuchten Pegel eine hinreichende Übereinstimmung mit den gemessenen Windstauganglinien und können somit für die Simulation von Sturmflutganglinien herangezogen werden.

Für die folgenden Untersuchungen wurde die Annahme getroffen, dass die Wahrscheinlichkeit des Auftretens für alle ermittelten Ganglinienformen gleich ist.

Für die ausgewählten Stationen wurden zufällige Ganglinienformen generiert. Die erzeugten Ganglinienformen müssen sowohl in der Höhe (Wasserstandsachse) als auch in der Breite (Zeitachse) skaliert werden (vgl. Sackl 1987). Dazu werden die Kombinationen von Wasserständen und Füllen herangezogen, denen eine bestimmte Wahrscheinlichkeit zugeordnet wurde (vgl. Abb. 1). Auf der Isolinie der gewählten Wahrscheinlichkeit (hier:  $p=0,005$ ) werden Kombinationen von Wasserständen und Füllen zufällig ausgewählt. Jede zufällige Ganglinienform wird mit Hilfe einer Wasserstand-Füllen-Kombination skaliert. Zunächst erfolgt die Skalierung in der Höhe durch Multiplikation des Scheitelwasserstands der gewählten Kombination. Anschließend erfolgt die Skalierung in der Breite auf der Grundlage der Fülle der gewählten Kombination. Für die Ostseestationen Wismar, Rostock (Warnemünde), Sassnitz und Greifswald sind in Abb. 12 exemplarisch jeweils vier skalierte Ganglinien dargestellt. Unter Vernachlässigung der Wahrscheinlichkeit der Ganglinienform haben alle dargestellten Ganglinien die gleiche Eintrittswahrscheinlichkeit von 0,005. Das entspricht einem Wiederkehrintervall von 200 Jahren.

Zufällige Sturmflutganglinien für Nordseepiegel werden erzeugt, indem Windstauverläufe auf die mittlere Tide addiert werden. Dabei wird angenommen, dass der Zeitpunkt des Windstaumaximums nicht mit dem Zeitpunkt des Tidehochwassers zusammenfallen muss, sondern zu allen Zeitpunkten der Tide mit der jeweils gleichen Wahrscheinlichkeit auftreten kann.

In Abb. 13 sind für die untersuchten Pegel beispielhaft je drei Sturmflutganglinien der Wahrscheinlichkeit  $p=0,005$  dargestellt. Zur Erzeugung der Sturmflutganglinien wurden auf der  $p=0,005$ -Isolinie drei Paare von maximalen Scheitelwasserständen und Windstaufüllen zufällig ausgewählt (vgl. Abb. 2). Desgleichen wurden je drei zufällige Windstauverläufe generiert. Der zeitliche Abstand zwischen dem Maximum der Windstaukurve und dem Thw wurde zunächst zufällig bestimmt. Die Höhe (Wasserstand) und Breite (Dauer) der standardisierten Windstaukurve sowie die Lage zur mittleren Tide wurden dann solange iteriert, bis die Summe des Wasserstands aus mittlerer Tide und Windstau im Maximum dem auf der Isolinie (vgl. Abb. 2) abgelesenen maximalen Scheitelwasserstand des gewählten Ereignisses entspricht und zudem die Windstaufülle des generierten Ereignisses der abgelesenen Windstaufülle des gewählten Ereignisses entspricht.

## 4.6 Seegang

Zur Ableitung der Methodik für die Ostsee wurde der Seegang exemplarisch für das Untersuchungsgebiet Markgrafenheide ausgewertet. Für diesen Bereich liegen neben Messungen auch Ergebnisse aus einer Wind-Wellen-Korrelationsrechnung vor (Fröhle 2000; Dreier 2013). Zur Abschätzung der Eintrittswahrscheinlichkeit extremer Seegangsbedingungen wurden die vorgenannten (Kap. 3.2) Verteilungsfunktionen an die ausgewählte Stichprobe (Kap. 2.2) angepasst. Die Stichprobe der Wellenhöhen wird am besten durch die Gumbel-Verteilung beschrieben.

Seegangsmessungen in der Nordsee liegen nur für einzelne Lokationen in Schleswig-Holstein (Sylt, Süderau, Rüttergat, Norderhever und Süderhever), sowie an der Forschungsplattform Fino I vor. Aufgrund der großen Entfernung können diese Messungen nicht für die im Projekt untersuchten Gebiete verwendet werden. Daher wurde die Methodik auf der Grundlage von Hindcast-Simulationen des Helmholtz-Zentrums Geesthacht (HZG 2012) mit dem numerischen Modell WAM abgeleitet. Zur Ermittlung der Güte der simulierten Wellenhöhen wurden diese mit gemessenen Daten der Wellenhöhe verglichen, wobei jeweils der zur Messstation nächstgelegene Knotenpunkt des Modells ausgewählt wurde. Küstennah und bei geringeren Wassertiefen treten größere Abweichungen zwischen modellierten und gemessenen Wellenhöhen auf (Süderau, Norderhever). Die weiter seewärts gelegenen Stationen zeigen eine deutlich bessere Übereinstimmung (Sylt, Rüttergat, Süderhever und Fino I), allerdings fallen hier die simulierten Werte mit zunehmender Wellenhöhe zu hoch aus. Nach statistischer Analyse wurden die simulierten Daten daher auf der Grundlage von (16) korrigiert.

$$H_{S,WAM,korr} = \left( H_{S,WAM} - (-0,134) \right) \cdot \frac{1}{1,285} \quad (16)$$

Der Vergleich extremwertstatistischer Auswertungen der WAM-Daten und des gemessenen Seegangs (die Stichproben enthielten jeweils die zwei größten Ereignisse pro beobachtetem/ simuliertem Jahr) zeigt, dass trotz der Korrektur die an die WAM-Stichproben angepassten Verteilungsfunktionen bei allen untersuchten Stationen höhere Wellenhöhen im Bereich geringerer Eintrittswahrscheinlichkeiten lieferten als die an die gemessenen Wellenhöhen angepassten Verteilungsfunktionen. Aufgrund der schlechten Datenlage im Bereich der Projektgebiete wurde dennoch auf die WAM-Daten zurückgegriffen. Die im Vorhaben entwickelte Methodik kann jedoch problemlos auf zukünftig verbesserte Modellergebnisse angewendet werden. Insgesamt zeigt sich, dass für die Nordsee auch heute noch der Bedarf für ein qualitativ hochwertiges Seegangsmodell besteht.

Für die weiteren Untersuchungen sind aus dem WAM-Berechnungsnetz jeweils die dem jeweiligen Wasserstandspegel am nächsten gelegenen Punkte ausgewählt worden, die jeweils vier Nachbarzellen haben. Die Zeitreihen der Wellenhöhen sind nach (16) korrigiert und die zu den Ganglinien zugehörigen maximalen Wellenhöhen zu einer Stichprobe zusammengefasst worden. Für die Stationen Pellworm, Büsum, Meldorf, Wangerooge und Spiekeroog ergaben Anpassungen mit der Weibull-Verteilung die besten Resultate. Für den Pegel Norderney wurde die beste Anpassung mit der Generalisierten Extremwert-Verteilung (GEV) erzielt.

## 4.7 Kombinierte Eintrittswahrscheinlichkeiten für Wasserstände und Seegang

Die Untersuchungen zu den bivariaten Eintrittswahrscheinlichkeiten erfolgten wiederum auf Grundlage von Copula-Funktionen. Exemplarisch für die untersuchten Ostseepegel wurde das entwickelte Verfahren zur Bestimmung der Abhängigkeit zwischen Hochwasserständen und den zugehörigen Wellenhöhen für den Pegel Warnemünde durchgeführt. Der Rangkorrelationskoeffizient (Kendall's  $\tau$ ) der Zusammenhänge zwischen Wasserständen und Wellenhöhen beträgt lediglich 0,111. Damit besteht ein relativ schwacher Zusammenhang zwischen hohen Wasserständen und hohen Wellenhöhen.

Von den verschiedenen zur Verfügung stehenden Copula-Funktionen beschreibt die Frank Copula den Zusammenhang zwischen den beiden Zufallsgrößen am besten. In Abb. 7 ist die bivariate Stichprobe aus gemessenen Wasserständen und mittels Wind-Wellen-Korrelation ermittelten Wellenhöhen zusammen mit simulierten Wasserstands-Wellenhöhen-Kombinationen dargestellt. Ebenfalls dargestellt sind Isolinien, entlang derer Kombinationen aus Wasserständen und Wellenhöhen die gleiche gemeinsame Eintrittswahrscheinlichkeit aufweisen.

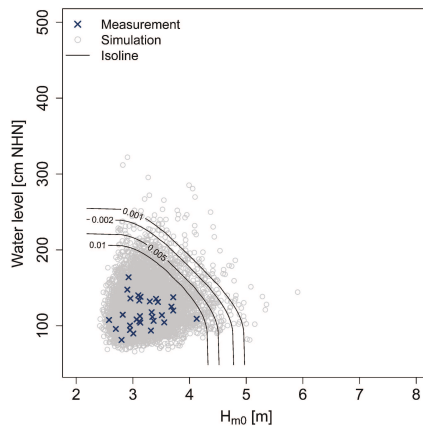


Abbildung 7: Zusammenhang zwischen hohen Wasserständen und Wellenhöhen am Beispiel des Pegels Rostock Warnemünde.

Für die Nordsee wurden gemeinsame Eintrittswahrscheinlichkeiten für die Pegel Pellworm, Büsum, Meldorf, Wangerooge West Spiekeroog und Norderney untersucht. Die jeweiligen Rangkorrelationskoeffizienten (Kendall's  $\tau$ ) variieren zwischen 0,120 (Wangerooge) und 0,347 (Meldorf). Wie an auch am Ostseepegel Warnemünde ist der Zusammenhang zwischen hohen Wasserständen und hohen Wellenhöhen somit nicht sehr stark ausgeprägt. Von den verschiedenen zur Verfügung stehenden Copula-Funktionen beschreibt die Gumbel-Copula den Zusammenhang zwischen den beiden Größen für Verhältnisse in der Nordsee am besten.

In Abb. 8 sind die bivariaten Stichproben aus gemessenen Wasserständen und korrigierten WAM-Wellenhöhen zusammen mit simulierten Wasserstands-Wellenhöhen-Kombinationen dargestellt. Ebenfalls dargestellt sind Isolinien, entlang derer Kombinationen aus Wasserständen und Wellenhöhen die gleiche gemeinsame Eintrittswahrscheinlichkeit aufweisen.

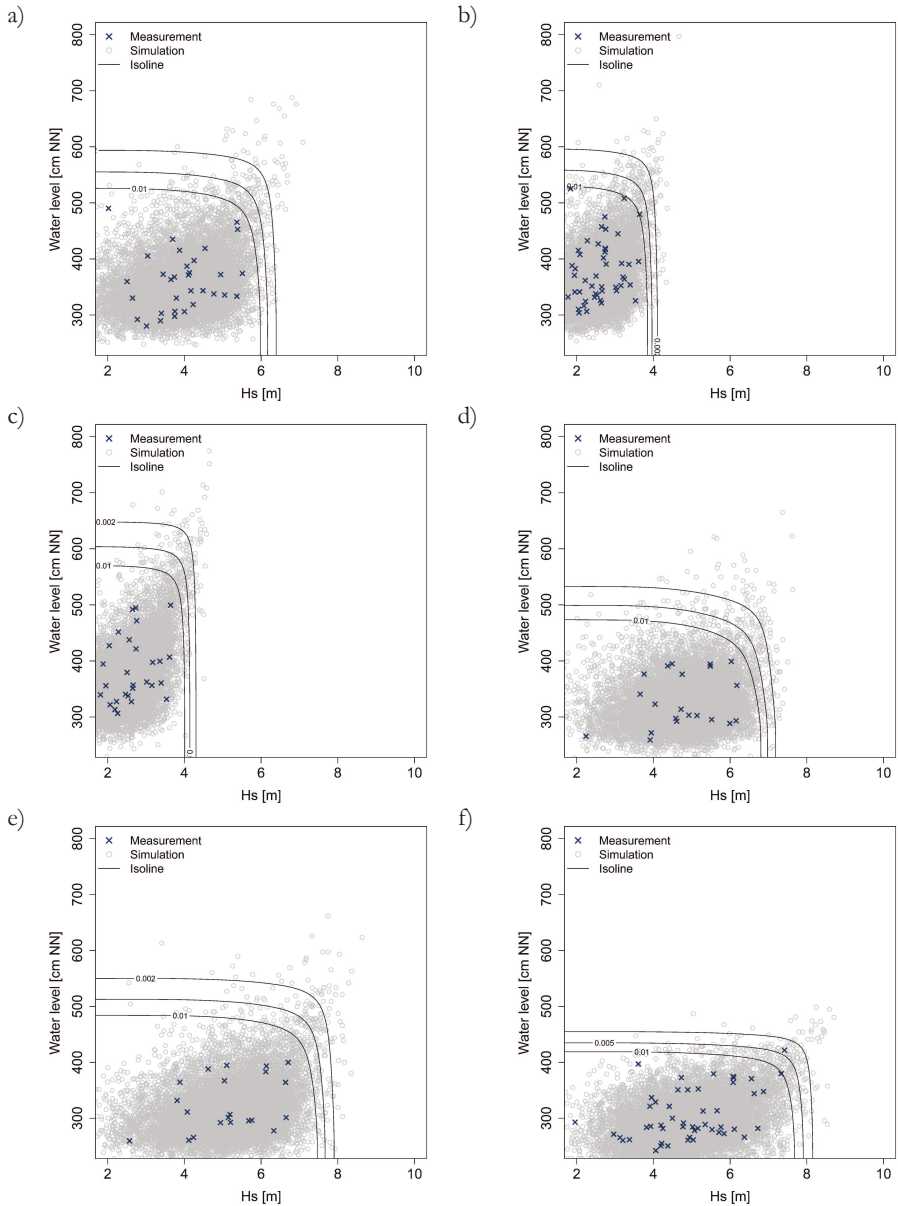


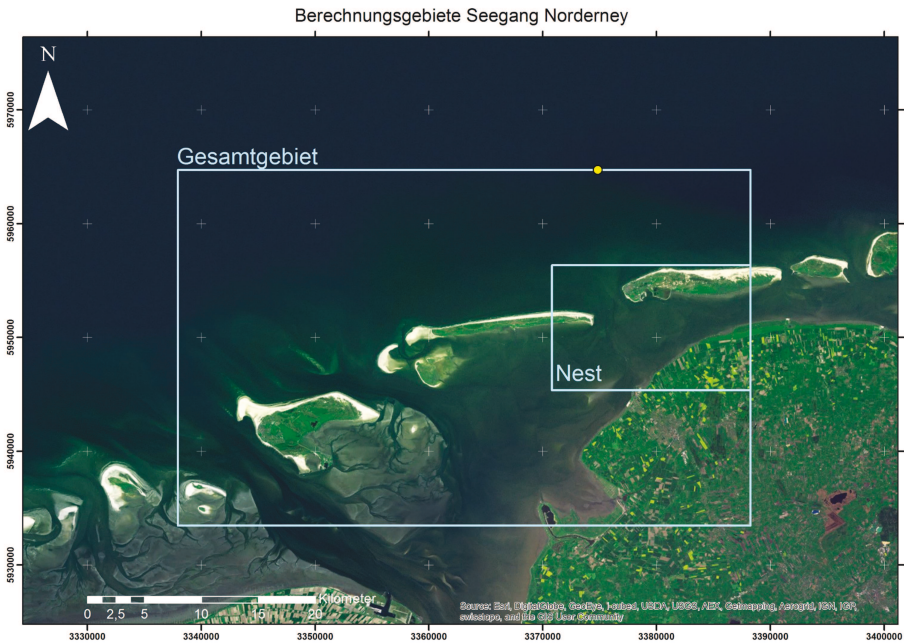
Abbildung 8: Datenpaare aus WAM-Wellenhöhen und gemessenen Wasserständen und simulierte Datenpaare sowie Linien gleicher Eintrittswahrscheinlichkeiten für die Stationen a) Pellworm, b) Büsum, c) Meldorf, d) Wangerooge West, e) Spiekeroog, f) Norderney.

Da die mit dem Modell WAM ermittelten Seegangparameter unter anderem aufgrund der geringen räumlichen Auflösung des Modells im Küstenvorfeld nicht unmittelbar verwendet werden können (s. o.), wurden die Seegangparameter aus dem statistischen Modell mit Hilfe des numerischen Modells SWAN ins flache Wasser transformiert.

Hier wurden beispielhaft Kombinationen aus Wasserständen und Wellenhöhen (die Wellenhöhe wurde dabei an dem gewählten Gitterpunkt (gelbe Markierung in Abb. 9) bestimmt) einer definierten gemeinsamen Eintrittswahrscheinlichkeit ausgewählt und dann die Veränderungen der Seegangparameter im Untersuchungsgebiet ermittelt. Exemplarisch ist das Verfahren für die Lokation Norden mit  $H_s = 7,55$  m,  $T_p = 14,89$  s und der Wellenanaufrichtung  $\Theta_m = 0^\circ$  sowie einem Wasserstand von 4,04 m dargestellt. Beide Seegangparameter werden als Randbedingung am Nord- und Westrand für die Seegangssimulation des Gesamtgebietes (vgl. Abb. 9) verwendet. Die räumliche Auflösung im Gesamtgebiet beträgt  $\Delta x = \Delta y = 25$  m.

Weiterhin wurde eine höher aufgelöste Simulation ( $\Delta x = \Delta y = 10$  m) für das in Abb. 9 dargestellte Teilgebiet (Nest) zwischen den Inseln Juist und Norderney mit den spektralen Randbedingungen aus der übergeordneten Simulation durchgeführt. Die Simulationsergebnisse für den Fall  $H_s = 7,55$  m,  $T_p = 14,89$  s, einem Wasserstand von 4,04 m und der Wellenanaufrichtung  $\Theta_m = 0^\circ$  sind in Abb. 10 dargestellt.

Das Windfeld wurde bei allen Berechnungen als konstante Randbedingung angesetzt. Die Windrichtung entspricht der Wellenanaufrichtung im Tiefwasser. Als Windgeschwindigkeit wurde  $u_{10}=30$  m/s angesetzt.





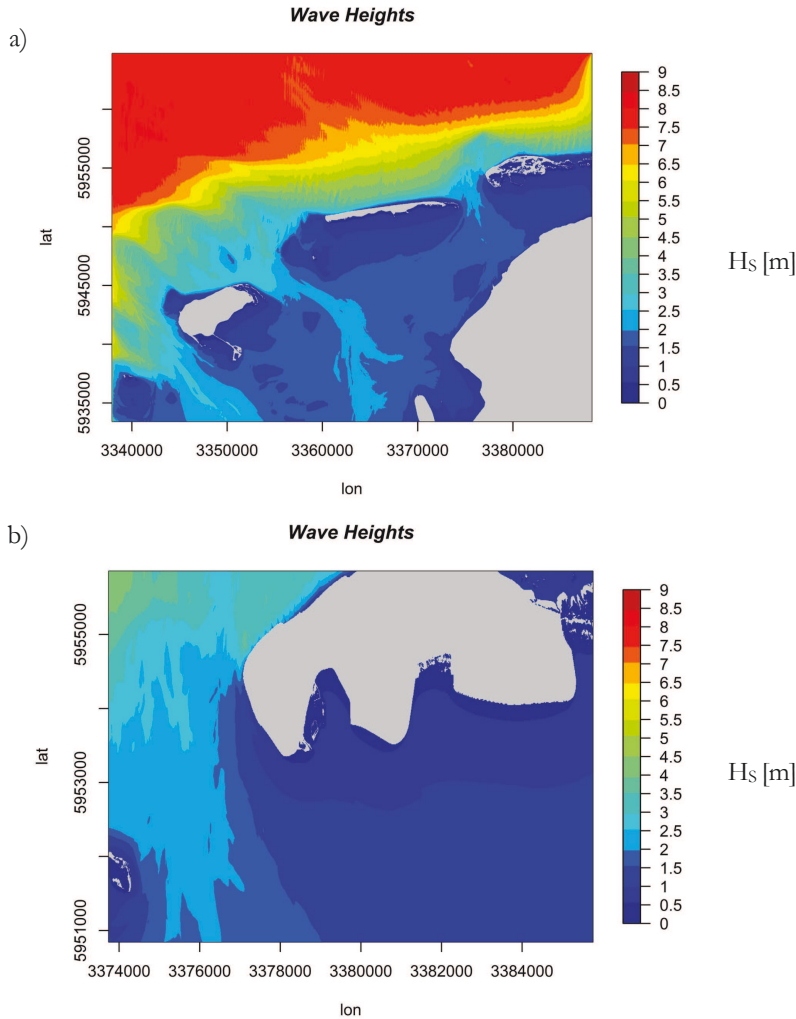


Abbildung 10: Auswahl von Ergebnissen der Seegangssimulationen mit SWAN für den Fall II ( $H_s = 7,55$  m;  $T_p = 14,89$  s;  $W_{st} = 4,04$  m) und Wellenanlaufrichtung  $\theta_m = 0^\circ$ : a) Wellenhöhe im Gesamtgebiet, b) Wellenhöhe im genesteten Gebiet.

## 5 Entwicklung eines Sturmflutgenerators

Die Methoden zur Generierung von Sturmflutganglinien für Nord- und Ostseepegel wurden zusammenfassend in der Programmiersprache R (R Core Team 2010) in einem Sturmflutsimulator (Abb. 11) umgesetzt, mit dem für einen gewünschten Pegel beliebig viele Sturmfluten einer wählbaren Eintrittswahrscheinlichkeit oder beliebig viele statistisch konsistente Abfolgen von synthetischen Sturmfluten für frei wählbare Zeiträume erzeugt werden können. Diese sind dann Grundlage für stochastische Analysen des hochwasserbedingten Risikos im Küstenraum entweder auf der Grundlage von Monte-Carlo-Betrachtungen oder für einzelne Detailuntersuchungen bzw. Sensitivitätsstudien.



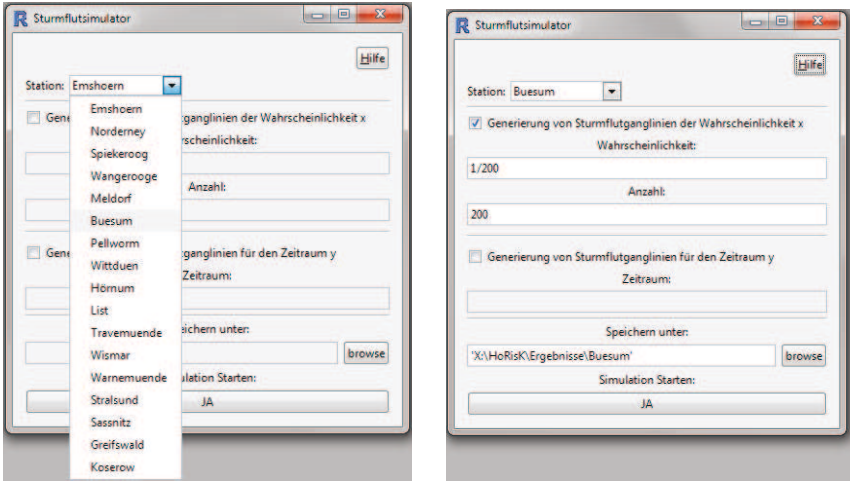


Abbildung 11: Sturmflutsimulator.

Die erzeugten Sturmflutganglinien haben jeweils eine zeitliche Auflösung von einer Stunde.

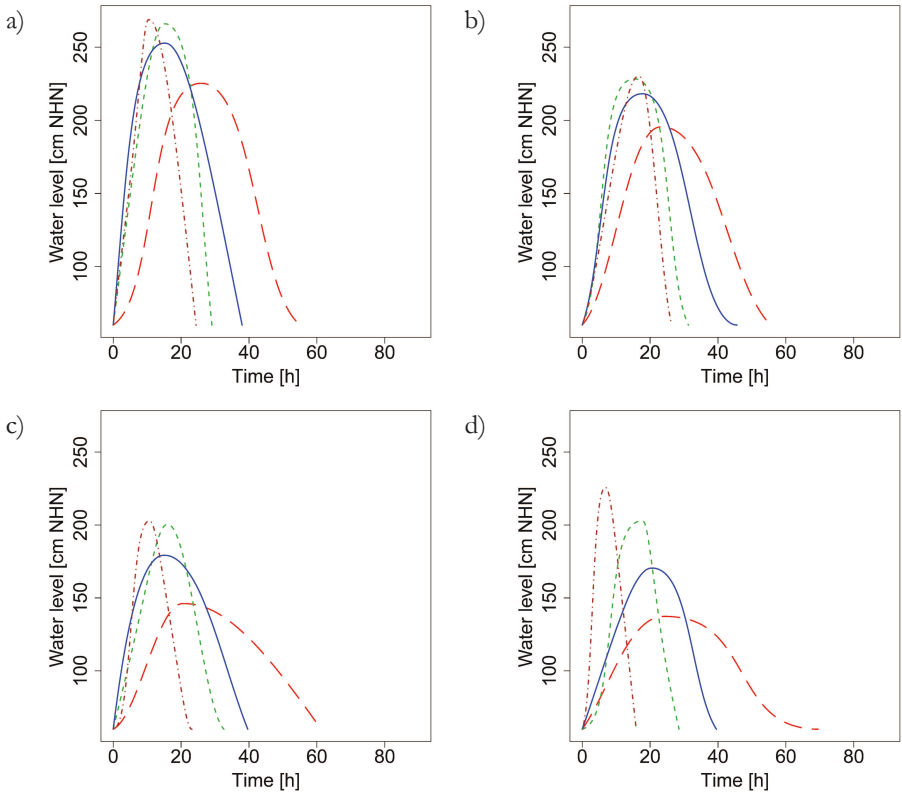


Abbildung 12: Sturmflutganglinien der Wahrscheinlichkeit  $p = 0,005$  für die Stationen: a) Wismar, b) Rostock (Warnemünde), c) Sassnitz, d) Greifswald.

Zusätzlich zu den Ganglinien werden vom Sturmflutsimulator Informationen zu den Eingangsgrößen und die Ergebnisse der statistischen Auswertungen ausgegeben.

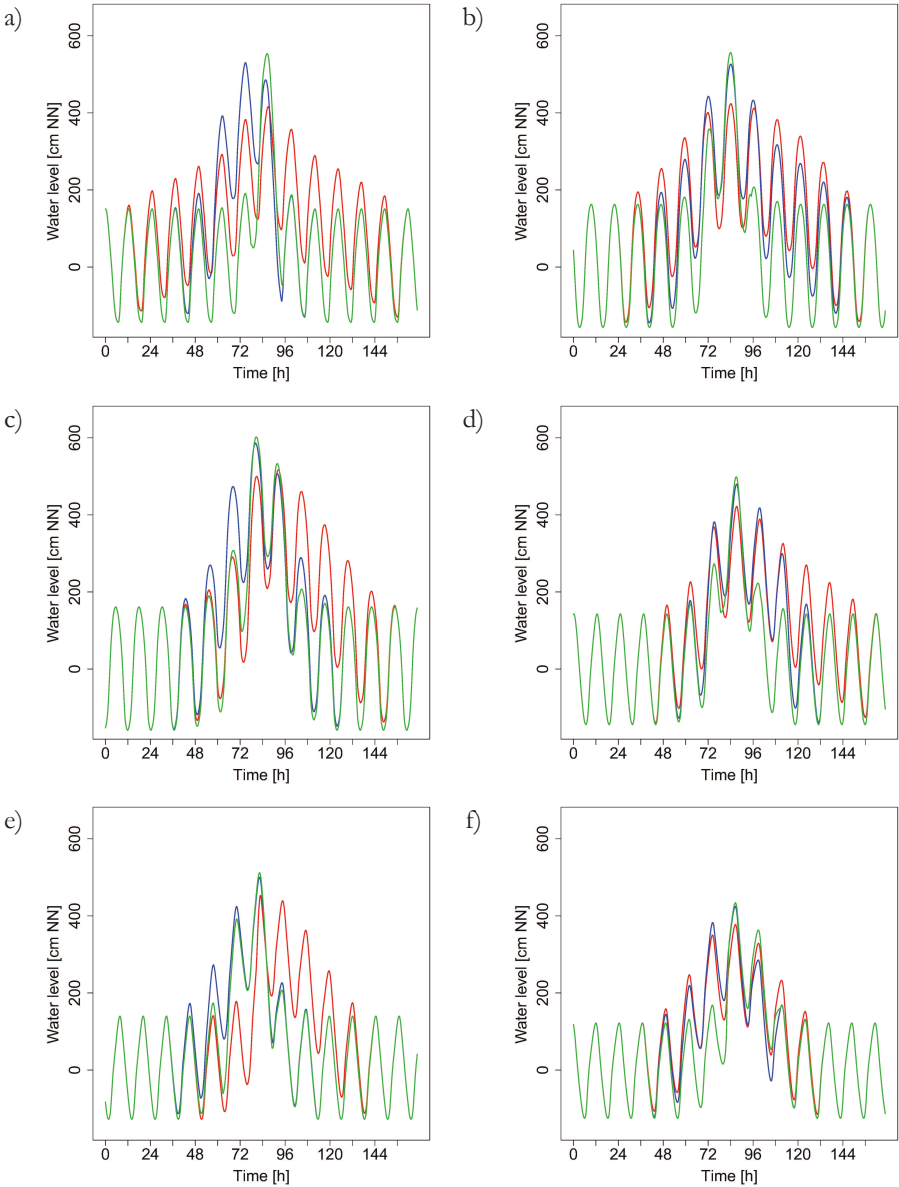


Abbildung 13: Je drei zufällige Realisierungen von Sturmflutganglinien der Wahrscheinlichkeit  $p = 0,005$  für die Pegel a) Pellworm, b) Büsum, c) Meldorf, d) Wangerooge West, e) Spiekeroog, f) Norderney.

## 6 Zusammenfassung

Im Rahmen des KFKI-Forschungsvorhabens HoRisk sind Eingangsgrößen als Grundlage für die Ermittlung von Versagenswahrscheinlichkeiten von Hochwasserschutzbauwerken ermittelt worden:

Dazu wurden zunächst die für die Untersuchungsgebiete relevanten und verfügbaren Daten (Wasserstände, Wind und Seegang) zusammengetragen, auf Plausibilität geprüft und um eventuell vorhandene lineare Trends bereinigt. Unzureichende Messwerte, insbesondere Seegangsmessungen, mussten durch simulierte Daten ergänzt werden.

Untersucht und statistisch bewertet wurden Stichproben der Jahresmaxima der Wasserstände, die zugehörigen Füllen von Sturmfluten (Füllen von Windstaukurven der Nordseepegel) sowie die zu den Wasserständen zugehörigen Wellenhöhen.

An die univariaten Stichproben sowie an die bivariaten Stichproben sind Verteilungsfunktionen angepasst worden. Dadurch konnten sowohl den einzelnen Größen als auch Kombinationen von Füllen von Windstaukurven und Wasserständen bzw. Wellenhöhen und Wasserständen Wahrscheinlichkeiten zugeordnet werden.

Verschiedene Kombinationen von Belastungsgrößen können dabei die gleiche Eintrittswahrscheinlichkeit aufweisen. Werden diese Kombinationen gleicher Wahrscheinlichkeiten verbunden, erhält man Isolinien gleicher Eintrittswahrscheinlichkeiten.

Für Küstenabschnitte mit einer unzureichenden Datenlage wurden jeweils die Isolinien der benachbarten Pegel herangezogen. Unter Beachtung des Raumbezuges der betrachteten Bereiche zueinander wurde zwischen den Isolinien interpoliert. Auf Grundlage der interpolierten Isolinien konnten auch für Küstenabschnitte mit schlechter Datenlage Ganglinien abgeleitet werden. Durch die Parametrisierung gemessener Sturmflutganglinien und die anschließende Analyse der Parameter konnten synthetische Ganglinien sowohl für Ostsee- als auch für Nordseestationen erzeugt werden.

Mit dem entwickelten Sturmflutsimulator lassen sich sowohl zufällige Sturmflutganglinien einer beliebigen Wahrscheinlichkeit als auch Abfolgen von Sturmfluten simulieren.

## 7 Danksagung

Das Forschungsvorhaben (HoRisk) wurde mit Mitteln des Bundesministeriums für Bildung und Forschung unter dem Förderkennzeichen 03KIS079 gefördert und vom KFKI unterstützt.

## 8 Schriftenverzeichnis

- Brechmann E.: Truncated and simplified regular vines and their applications. Technische Universität München, München, 215 S., 2010.
- Dreier, N.; Schlamkow, C.; Fröhle, P.; Salecker, D.: Changes of 21st Century's average and extreme wave conditions at the German Baltic Sea Coast due to global climate change. In: Conley, D. C.; Masselink, G.; Russell, P. E.; O'Hare, T. J. (Hrsg.): Proceedings 12th International Coastal Symposium (Plymouth, England), Journal of Coastal Research, Special Issue No. 65, 1921–1926, doi: 10.2112/SI65-325.1, 2013.
- Fröhle, P.: 2. Zwischenbericht HoRisk B (03KIS079) Belastungen von Küstenschutzanlagen und Konsequenzen des Versagens im Bereich der Ostseeküste, 2011.

- Fröhle, P.: Abschlussbericht HoRisk B (03KIS079) Belastungen von Küstenschutzanlagen und Konsequenzen des Versagens im Bereich der Ostseeküste, 2014.
- Fröhle, P.: Messung und statistische Analyse von Seegang als Eingangsgröße für den Entwurf und die Bemessung von Bauwerken des Küstenwasserbaus. In: Rostocker Berichte aus dem Bauingenieurwesen, Heft 2, Rostock, 171 S., 2000.
- Genest, C.; Favre, A.-C.: Everything You Always Wanted to Know about Copula Modeling but Were Afraid to Ask. *Journal of Hydrologic Engineering* 12(4), doi: 10.1061/(ASCE)1084-0699(2007)12:4(347), 2007.
- Gönnert, G.; Gerkenmeier, B.; Müller J.-M.; Sossidi, K.; Thumm, S.: Zur hydrodynamischen Interaktion zwischen den Sturmflutkomponenten Windstau, Tide und Fernwelle, XtremRisk, Zwischenbericht Teilprojekt 1a, 2010.
- Helmholtz-Zentrum Geesthacht, Zentrum für Material- und Küstenforschung GmbH: coastDat-1 Waves North Sea wave spectra hindcast (1948-2007). World Data Center for Climate. doi:10.1594/WDCC/coastDat-1\_Waves, 2012.
- Hosking, J. R. M.; Wallis, J. R.: *Regional Frequency Analysis – An Approach Based on L-Moments*. Cambridge University Press, Cambridge, 1997.
- Jensen, J.; Frank, T.; Zimmermann, C.; Mai, St.; Rosenhauer, W.; Meiswinkel, R.; Barg, G.: Neue Verfahren zur Abschätzung von seltenen Sturmflutwasserständen, HANSA, 140, 11, 2003.
- Klein, B.: Ermittlung von Ganglinien für die risikoorientierte Hochwasserbemessung von Talsperren. Ruhr-Universität Bochum, Bochum, 205 S., 2009.
- Nelson, R. B.: *An Introduction to Copulas*. 2<sup>nd</sup> Edition, Springer, New York, 269 S., 2006.
- R Core Team: *A language and environment for statistical computing*. R Foundation for Statistical Computing, Vienna, Austria, 2010.
- Sackl, B.: Ermittlung von Hochwasser-Bemessungsganglinien in beobachteten und unbeobachteten Einzugsgebieten. Technische Universität Graz, Graz, 253 S., 1987.
- Salecker, D.; Gruhn, A.; Schlamkow, C.; Fröhle, P.: Statistical Analysis of Hydrodynamic Impacts for Risk Assessment in Coastal Areas. In: *Journal of Coastal Research*, SI 64 (Proceedings of the 11<sup>th</sup> International Coastal Symposium), 1906-1910, Szczecin, Poland, ISSN: 0749-0208, 2011.
- Salecker, D.; Gruhn, A.; Schlamkow, C.; Fröhle, P.: Parameterization of Storm Surges as a Basis for Assessment of Risks of Failure for Coastal Protection Measures. In: *Proceedings of the 5<sup>th</sup> SCACR – International Short Conference on Applied Coastal Research*, Aachen, Shaker, ISBN: 978-3-8440-1132-6, 2012a.
- Salecker, D.; Gruhn, A.; Schlamkow, C.; Fröhle, P.: Parameterization of Storm Surge Hydrographs Using Univariate and Bivariate Statistical Models. In: *Pianc Copedec VIII – Proceedings of the Eighth International Conference on Coastal and Port Engineering in Developing Countries*, IIT, Madras, Chennai, ISBN: 978-93-80689-06-7, 2012b.
- Salvadori, G.; De Michele, C.; Kottegoda, N. T.; Rosso, R.: *Extremes in Nature. An Approach to Using Copulas*. Springer, Dordrecht, 292 S., 2007.
- Wahl, T.; Jensen, J.; Mudersbach, C.: A multivariate statistical model for advanced storm surge analyses in the North Sea. In: *Proceedings of the 32<sup>nd</sup> International Conference on Coastal Engineering*, Shanghai, China, 2010.



# **Versagensmechanismen und Versagenswahrscheinlichkeiten von Hochwasserschutzdünen**

*Angelika Gruhn, Dörte Salecker und Peter Fröhle*

## **Zusammenfassung**

Niedrig gelegene und dicht besiedelte Küstengebiete werden durch Hochwasserschutzbauwerke gegen Sturmflutereignisse und deren mögliche negative Konsequenzen geschützt. Je nach Intensität des Sturmflutereignisses werden die Hochwasserschutzbauwerke unterschiedlich stark belastet. Lang anhaltend hohe Belastungen auf das Bauwerk führen u. U. zu einem Versagen des Bauwerks. Dabei sind die Prozesse und Mechanismen, die zu einem Versagen führen, von dem jeweiligen Bauwerkstyp (z. B. Hochwasserschutzdüne, Deich, Hochwasserschutzmauer etc.) abhängig. Mit Hilfe von mathematischen Modellen, welche die entsprechenden Versagensmechanismen beschreiben, kann auf die Wahrscheinlichkeit des Versagens geschlossen werden. Neben den Konsequenzen des Versagens eines Hochwasserschutzbauwerkes und der Eintrittswahrscheinlichkeit der Sturmflut ist die Versagenswahrscheinlichkeit des Hochwasserschutzbauwerkes eine Größe, die zur Abschätzung des Hochwasserrisikos in Küstengebieten herangezogen wird. Für die risikobasierte Analyse der Dünenerosion wurden aus der Vielzahl der zur Verfügung stehenden Modelle zur Beschreibung der Dünenerosion zwei ausgewählt, die die Grundlage der Berechnungen der Versagenswahrscheinlichkeit und der Ableitung der Versagenseinwirkungsfunktionen bildeten. Es wurde einerseits das semi-empirische Dünenerosionsmodell von Van Gent et al. (2008) gewählt und andererseits das komplexere, prozessbasierte numerische Modell XBeach. Auf Grundlage dieser beiden Modelle wurden daraufhin die notwendigen Eingangsdaten abgeleitet. Einerseits wurde ein Initialprofil einer Hochwasserschutzdüne, wie es laut dem Regelwerk Küstenschutz des Landes Mecklenburg-Vorpommern anzuwenden ist, abgeleitet. Die hydrodynamischen Eingangsdaten wurden auf Grundlage bivariater statistischer Methoden erarbeitet. Da die probabilistischen Berechnungen mit Hilfe von Monte-Carlo-Simulationen erfolgten, wurden alle erforderlichen Eingangsdaten mit gemeinsamen Eintrittswahrscheinlichkeiten versehen. Im Rahmen der Zuverlässigkeitsanalyse wurden, basierend auf den gewählten Dünenerosionsmodellen und den abgeleiteten Eingangsdaten, die Versagenswahrscheinlichkeiten des Bauwerkstyps Hochwasserschutzdüne für Sturmereignisse mit unterschiedlichen Wiederkehrintervallen berechnet. Aus diesen Zuverlässigkeitsanalysen wurden sowohl die Versagensfunktionen in Abhängigkeit eines Bauwerksparameters als auch die Versagenseinwirkungsfunktionen in Abhängigkeit einer hydrodynamischen Belastungsgröße abgeleitet. Die beiden Modelle zeigen aufgrund der unterschiedlichen Abbildung der physikalischen Prozesse unterschiedliche Ergebnisse. Das Dünenerosionsmodell von Van Gent et al. (2008) ist ein empirisches Modell, in das die Wellenhöhen, Wellenperiode und Fallgeschwindigkeit des Sedimentes explizit in die Berechnung des Erosionsprofils eingehen. Der Sturmflutwasserstand geht nur über die Lage des Dünenfußes im Erosionsfall in das Modell ein. Die Dauer des Sturmereignisses bleibt hingegen unberücksichtigt. Die physikalischen Prozesse werden in dem numerischen Modell XBeach detaillierter aufgelöst. Neben den genannten Parametern gehen hier auch der Wasserstand und die

Dauer des Sturmereignisses direkt in die Berechnung ein. Der Wasserstand wird in Form einer Zeitreihe berücksichtigt, über die auch die Dauer des Sturmereignisses gesteuert werden kann.

# Schlagwörter

Dünenerosion, Dünenerosionsmodell, Versagenswahrscheinlichkeiten, Versagenseinwirkungsfunktionen

# Summary

*For the risk-based analysis of the dune erosion two different dune erosion models were chosen from the large variety of available dune erosion models. The chosen dune erosion models are used as a basis for the calculation of the failure probability and the derivation of the fragility curves. On the one hand, the semi-empirical dune erosion model of Van Gent et al. (2008) was chosen and, on the other hand, the more complex process-based numerical model XBeach. On the basis of both dune erosion models the required input data have been derived. An initial profile of the flood protection dune was derived on the basis of the Regelwerk Küstenschutz des Landes Mecklenburg-Vorpommern. The hydrodynamic input data have been derived using bivariate statistic models. Since the calculations should be probabilistic, joint probabilities of occurrence are assigned to the required input data. On the basis of the chosen dune erosion models and the derived input data, failure probabilities for the flood protection dune for different storm events with different return periods have been calculated using the concept of reliability analysis. Failure functions depending on the structure parameters and fragility curves as a function of the hydrodynamic loads have been created using the concept. Using both dune erosion models, fragility curves were derived for storm surge events of different return periods. The both dune erosion models lead to different results. One reason can be seen in the different description of the physical processes in both models. The dune erosion model of Van Gent et al. (2008) is an empirical model considering the wave height, wave period and the sinking velocity of the sediment. The storm surge water level is considered indirectly and the storm duration is neglected. The physical processes relevant for the dune erosion are described in greater detail in the numerical model XBeach. In addition to the above-mentioned parameters, here, the storm surge water level and the duration of the storm event are taken into account.*

# Keywords

*Dune erosion, dune erosion models, failure probability, fragility curves*

# Inhalt

1	Einleitung.....	119
2	Hochwasserschutzdünen als Bauwerke .....	120
3	Versagensmechanismen des Bauwerktyps Hochwasserschutzdüne .....	120
4	Dünenerosionsmodelle.....	121
4.1	Erosion durch Wellenangriff.....	121
4.1.1	Empirische Modelle.....	121



4.1.2	Semi-empirische Modelle .....	121
4.1.3	Prozessbasierte Modelle .....	122
4.2	Erosion durch Überströmen .....	123
4.2.1	Semi-empirische Modelle .....	123
4.2.2	Prozessbasierte Modelle .....	124
4.3	Modellauswahl für die weiterführenden Untersuchungen .....	124
5	Semi-empirischer Dünenerosionsansatz – Van Gent et al. (2008) .....	124
6	Prozessbasiertes Dünenerosionsmodell – XBeach .....	126
7	Eingangsdaten für die risikobasierte Analyse der Dünenerosion .....	129
7.1	Düenausgangsprofil .....	129
7.2	Hydrodynamische Eingangsdaten .....	130
8	Versagenswahrscheinlichkeit und Versagensfunktion .....	133
9	Versagenseinwirkungsfunktionen .....	135
10	Zusammenfassung und Ausblick .....	138
11	Danksagung .....	139
12	Schriftenverzeichnis .....	139

## 1 Einleitung

Für einen risikobasierten Hochwasserschutz ist es von Bedeutung, Kenntnis über das spezifische Versagensverhalten von Hochwasserschutzbauwerken – im Sinne von Versagensmechanismen – zu erlangen und die Versagenswahrscheinlichkeit zu bewerten. Eine qualitative und quantitative Bewertung von Versagenswahrscheinlichkeiten erfolgt im Rahmen der Zuverlässigkeitsanalyse, basierend auf einer modellhaften Beschreibung der Versagensmechanismen. Für weiterführende Untersuchungen sind Versagenseinwirkungsfunktionen (Fragility Curves) abzuleiten, die die Zuverlässigkeit eines Bauwerkes beschreiben.

An der deutschen Ostseeküste stellen Hochwasserschutzdünen ein wesentliches Element des Küsten- und Hochwasserschutzes dar. Entlang der 237 km langen Außen-Flachküste des Landes Mecklenburg-Vorpommern wird das Hinterland auf einer Strecke von 106 km durch Hochwasserschutzdünen gegen auftretende Sturmfluten und die damit verbundenen Überflutungen geschützt. Auch an der Nordsee werden insbesondere auf den ostfriesischen und nordfriesischen Inseln Dünen als Elemente des Hochwasserschutzes eingesetzt.

Im Folgenden werden die Untersuchungen zu Versagensmechanismen und der Bewertung von Versagenswahrscheinlichkeiten von Hochwasserschutzdünen vorgestellt und die Ergebnisse diskutiert, die im Rahmen des Projektes HoRisk (03KIS079) durchgeführt wurden.

## 2 Hochwasserschutzdünen als Bauwerke

Hochwasserschutzdünen sind ein wesentliches Element des Küsten- und Hochwasserschutzes entlang der deutschen Ostsee- und Nordseeküste. Hierbei kann eine Unterscheidung der Hochwasserschutzdünen hinsichtlich ihrer Funktion in Systemschutzdünen und Vollschutzdünen erfolgen. Eine Systemschutzdüne übt ihre Schutzfunktion in Verbindung mit zusätzlichen Hochwasserschutzbauwerken aus. Eine Vollschutzdüne hingegen übernimmt als singuläres Bauwerk die Hochwasserschutzfunktion eines Küstenabschnittes (StALU MM 2009).

Vollschutzdünen bestehen im Wesentlichen aus einem Verschleißteil, einem Reserveteil und einem Sicherheitsteil (Abb. 1). Der Verschleißteil im seeseitigen Teil der Düne wird im Laufe der Zeit durch natürliche Erosionsprozesse und kleinere Sturmfluten umgelagert. Hierdurch wird Sediment in das Küstensystem eingetragen und die Versorgung der Strände sowie der angrenzenden Schorrbereiche gesichert. Der Reserveteil ist so bemessen, dass er die Sedimentmenge besitzt, welche durch ein Bemessungsereignis umgelagert wird. Landseitig an den Reserveteil schließt sich der Sicherheitsteil, welcher in Mecklenburg-Vorpommern pauschal mit einer Restkronenbreite von 5 m ausgebildet wird. Ist neben dem Verschleißteil auch der Reserveteil abgetragen, verhindert der Sicherheitsteil der Düne ein Überströmen der Restdüne und eine Überflutung des Hinterlandes (StALU MM 2009).

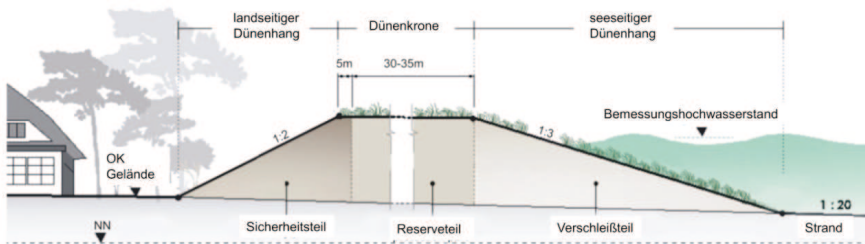


Abbildung 1: Regelprofil einer Vollschutzdüne (StALU MM 2009).

## 3 Versagensmechanismen des Bauwerktyps Hochwasserschutzdüne

Allsop et al. (2007) haben im Rahmen des FloodSite-Projekts für verschiedene Sturmflutschutzbauwerke Versagensmechanismen und dazugehörige Berechnungsansätze zusammengestellt. Für den Bauwerkstyp Düne wurden die Versagensmechanismen

- Erosion der seeseitigen Böschung durch Wellen,
- Erosion der landseitigen Böschung durch Überströmen (Overflow) sowie
- Erosion der landseitigen Böschung durch Wellenüberschlag (Overtopping)

als signifikant erkannt.

Das Schrifttum zum Thema Dünenversagen (siehe Schrifttum – Versagensmechanismen und Dünenerosionsmodelle) behandelt schwerpunktmäßig den Versagensmechanismus Erosion der seeseitigen Böschung durch Wellen. Daneben sind verschiedene Veröffentlichungen zum Versagensmechanismus Überströmen (Overflow) erschienen (Visser 1998; Visser 2000; Tuan 2007; Tuan 2008). Der Versagensmechanismus Wellenüberschlag wird im Schrifttum wenig behandelt.

## **4 Dünenerosionsmodelle**

### **4.1 Erosion durch Wellenangriff**

#### **4.1.1 Empirische Modelle**

Erste systematische Untersuchungen zur Dünenerosionsproblematik und die Ableitung eines einfachen Verfahrens zur Abschätzung der Dünenerosion wurden von Edelman durchgeführt (Edelman 1968, 1972).

Vellinga (1986) erarbeitete aufgrund klein- bzw. großmaßstäblicher hydraulischer Untersuchungen ein Modell zur Beschreibung der Dünenerosion, welches auf dem Gleichgewichtsansatz basiert. Hierbei wird angenommen, dass die Menge an erodiertem Dünenmaterial vollständig auf den vorgelagerten (Unterwasser-)Strand umgelagert wird. Die Form des Unterwasserprofils ist abhängig von der Wellenhöhe und der Fallgeschwindigkeit des Sediments. Für die morphologische Entwicklung der landseitigen Düne wird angenommen, dass sich nach Erosion eine Neigung der Dünenfront von 1:1 einstellt. Das Erosionsprofil ergibt sich somit aus der Kombination der erodierten Düne und des Unterwasserprofils.

Die Dauer der Belastung, d. h. die Verweildauer des Sturms bzw. des Hochwassers, werden in der Bestimmung des Erosionsprofils nicht berücksichtigt. Der Vellinga-Modellansatz vernachlässigt zudem weitere wichtige Parameter wie die Wellenperiode, die erfahrungsgemäß einen starken Einfluss auf die Erosion hat, oder auch die Wellenanlauf- richtung und den Einfluss von Bewuchs auf der Düne.

#### **4.1.2 Semi-empirische Modelle**

Türker und Kabdasli (2006) entwickelten einen Ansatz, der auf dem Gleichgewichtsprofil nach Bruun (1954) (vgl. Kriebel und Dean 1985) basiert, und versuchten, den Einfluss des Wellenklimas und der Sedimentcharakteristik auf den Formparameter einzubeziehen. Für die Ableitung des Ansatzes wird angenommen, dass das Querprofil in ein Gleichgewichtsprofil übergeht, sobald die Energiedissipation in der Brandungszone eine Gleichgewichts-Energiedissipation erreicht.

Der Ansatz von Türker und Kabdasli (2006) ist dem Berechnungsansatz, der dem Modell SBEACH (Larson 1989) zugrunde liegt, ähnlich. SBEACH ist ein numerisches Modell, welches makroskalige morphologische Veränderungen der Schorre (Formung und Entwicklung von Barren und Bermen) sowie des Strandes ermittelt. Es wird angenommen, dass sich alle Veränderungen der Unterwassersohle aufgrund des Brechens einlaufender Wellen vollziehen. Die Sedimenttransportrate in Küstenquerrichtung wird aus den lokalen Welleneigenschaften, der Energiedissipation, den Wasserständen sowie dem lokalen Strandprofil berechnet. Mit der Gleichung der Massenerhaltung für das Sediment wird die Sohlveränderung als Funktion der Zeit bestimmt. Diese Gleichung wird über die Methode der finiten Differenzen gelöst. Für eine detaillierte Beschreibung des numerischen Modells sei auf die Fachliteratur (Larson 1989) verwiesen.

Hanson et al. (2010) entwickelten einen Berechnungsansatz, welcher für die Ermittlung von morphologischen Veränderungen der Düne und des Strandes sowohl Quer- als auch Längstransportprozesse – ausgedrückt durch einen Gradienten des Sedimenttransportes in Küstenlängsrichtung – berücksichtigen. Zudem wird das Wachstum der Dünen

durch Windflug und die Erosion der Dünen durch Stürme abgebildet. Die Wachstumsrate ( $q_w$ ) der Düne durch Windtransport berechnet sich gemäß (1)

$$\frac{dV_{DW}}{dt} = q_w \quad (1)$$

mit:  $V_{DW}$  Dünenvolumen  
t Zeit

Es wird angenommen, dass die Gesamtmenge des transportierten Materials auf der Düne abgelagert wird.

Auf Grundlage numerischer Modellierungen (Crosmor 2007) und Untersuchungen in hydraulischen Modellen analysierte Van Rijn (2009) den Einfluss verschiedener Parameter auf die Dünenerosion. Im Ergebnis dieser Sensitivitätsuntersuchungen wurde eine vereinfachte Berechnungsgleichung für die Dünenerosion abgeleitet (2):

$$A_{d,t=5} = A_{d,ref} \left( \frac{d_{50,ref}}{d_{50}} \right)^{\alpha_1} \left( \frac{S}{S_{ref}} \right)^{\alpha_2} \left( \frac{H_{S,0}}{H_{S,0,ref}} \right)^{\alpha_3} \left( \frac{T_p}{T_{p,ref}} \right)^{\alpha_4} \left( \frac{\tan\beta}{\tan\beta_{ref}} \right)^{\alpha_5} \left( 1 + \frac{\theta_0}{100} \right)^{\alpha_6} \quad (2)$$

mit:  $A_{d,t=5}$  Erosionsfläche oberhalb des Sturmflutwasserstands nach 5 h  
[m<sup>3</sup>/m]  
 $A_{d,ref}$  Erosionsfläche oberhalb des Sturmflutwasserstands nach 5 h für den Referenzfall [m<sup>3</sup>/m]  
S Sturmflutwasserstand über Mittelwasser [m]  
 $S_{ref}$  Sturmflutwasserstand über Mittelwasser für den Referenzfall [m]  
 $H_{S0}$  signifikante Tiefwasserwellenhöhe [m]  
 $H_{S0,ref}$  signifikante Tiefwasserwellenhöhe für den Referenzfall [m]  
 $T_p$  Peak-Periode [s]  
 $T_{p,ref}$  Peak-Periode für den Referenzfall [s]  
 $d_{50}$  mittlerer Korndurchmesser [m]  
 $d_{50,ref}$  mittlerer Korndurchmesser für den Referenzfall = 0,000225m [m]  
 $\tan\beta$  Gradient zwischen -3m Linie und Dünenfuß (+3m) [°]  
 $\tan\beta_{ref}$  Gradient zwischen -3m Linie und Dünenfuß (+3m) für den Referenzfall (1:45)[°]  
 $\theta_0$  Wellenanlaufwinkel zur Küstennormalen (im Tiefwasser) [°]  
 $\alpha_1$  Exponent = 1,3  
 $\alpha_2$  Exponent = 1,3 für  $S < S_{ref}$  und  $\alpha_2 = 2,5$  für  $S > S_{ref}$   
 $\alpha_3$  Exponent =  $\alpha_4 = \alpha_6 = 0,5$   
 $\alpha_5$  Exponent = 0,3

#### 4.1.3 Prozessbasierte Modelle

Eine andere Art der Dünenerosionsmodelle sind prozessbasierte Modelle, in denen alle für den Vorgang der Dünenerosion relevanten Prozesse individuell und explizit betrachtet werden.

Steetzel (1993) entwickelte ein derartiges prozessbasiertes Dünenerosionsmodell. Es berücksichtigt Prozesse wie Shoaling, Refraktion und Wellenbrechen sowie die Strömung in Küstenquerrichtung. Die Ergebnisse des Wellenmodells werden zur Berechnung der

lokalen Sedimenttransportrate in Küstenquerrichtung herangezogen. Da bei dem Sedimenttransport die seewärts gerichtete Sekundärströmung (Undertow) eine wesentliche Rolle spielt, wird diese in dem Integral der lokalen Sedimenttransportrate mitberücksichtigt.

$$S = \int_{z=0}^{d_t} \bar{u}(z) \bar{C}(z) dz + \int_{z=d_t}^{\eta_{\max}} \bar{u}(z) \bar{C}(z) dz = S_l + S_u \quad (3)$$

Hierbei beschreibt der erste Term den seewärts gerichteten Sedimenttransport. Der zweite Term dagegen beschreibt den landwärts gerichteten Sedimenttransport. Für eine detaillierte Beschreibung des Dünenerosionsmodells sei auf die Fachliteratur verwiesen.

## 4.2 Erosion durch Überströmen

Im Folgenden werden beispielhaft zwei Ansätze thematisiert, die das Bruchverhalten und die Breschenbildung eines Sanddeiches in Folge von Überströmen beschreiben. Die Prozesse, die zum Bruch eines Sanddeichs als Folge von Überströmung führen, werden als ebenfalls signifikant für die Erosion von Düne durch Überspülen angesehen und im Folgenden verwendet. Die Ansätze wurden von Visser (1998, 2000) und Tuan (2007, 2008) entwickelt.

### 4.2.1 Semi-empirische Modelle

Visser (1998) unterteilt das Bruchverhalten von Sanddeichen in fünf Phasen. Hierbei wird davon ausgegangen, dass der Bruch durch eine kleine Rinne initialisiert wird.

Die fünf Phasen des Deichbruchs eines Sanddeiches werden im Folgenden kurz erklärt:

- Phase 1: Zunahme der Böschungsneigung der Rinne von einem Anfangswert  $\beta_0$  bei  $t = 0$  hin zu einem kritischen Winkel  $\beta_1$  bei  $t = t_1$ .
- Phase 2: Rückschreitende Erosion der Binnenböschung ( $t_1 < t < t_2$ ), die gleichzeitig die Breite der Deichkrone reduziert. Phase 2 endet, sobald das Überströmen des Deiches beginnt (Breschenneigung  $\beta_1$  bleibt konstant).
- Phase 3: Absinken der Krone in der Bresche, wobei die Neigung der trapezförmigen Bresche weiterhin konstant bleibt. Gleichzeitiger Beginn der Aufweitung der Bresche (für  $t_2 < t < t_3$ ). Phase 3 endet, sobald die Bresche bis zur Sohle des Deiches erodiert ist.
- Phase 4: Eintreten eines kritischen Fließverhaltens durch die Bresche (für  $t_3 < t < t_4$ ). Das Breschenwachstum schreitet vorwiegend seitwärts voran. Die vertikale Erosion des Deichs hängt nur noch von der Erosionsbeständigkeit des Deichuntergrunds ab.
- Phase 5: Die Aufweitung der Bresche schreitet weiter voran (für  $t_4 < t < t_5$ ). Für  $t > t_5$ : Verringerung der Fließgeschwindigkeit und der Beendigung der Erosionsprozesse. Die Bruchstelle vergrößert sich nicht weiter. Die see- bzw. binnenseitigen Wasserspiegel gleichen sich an.

In den Phasen 1 bis 3 findet hauptsächlich die Ausformung der Bresche statt. In den Phasen 4 und 5 ist die Ausformung der Bresche weitestgehend abgeschlossen. In diesen

beiden Phasen konzentriert sich ebenfalls der Durchfluss durch die Bresche, wobei mit Ende der Phase 4 das binnenseitig steigende Stauwasser beginnt, den Durchfluss zu beeinflussen. Eine detaillierte Beschreibung des semi-empirischen Modells von Visser (1998) findet sich in dem angegebenen Schrifttum.

#### 4.2.2 Prozessbasierte Modelle

Tuan (2007) greift den Ansatz von Visser (1998) auf und entwickelt diesen weiter. Er entwickelt ein prozessbasiertes Modell zur Beschreibung der Breschenbildung in homogenen Sanddeichen. Anders als Visser (1998) beschreibt Tuan (2007) das Versagen des Sanddeiches nicht auf geometrischem Wege. Er verknüpft die Breschenentwicklung mit der Erosionsrate in der Bresche. Die Gleichung für die Breschenentwicklung in kompakter Form lautet wie folgt:

$$b_L \frac{\delta B_r}{\delta t} - \left( \frac{\delta Z_b}{\delta t} \right)_L B_r = \left( \frac{\delta A}{\delta t} \right)_L \quad (4)$$

Eine detaillierte Beschreibung des prozessbasierten Modells von Tuan (2007) findet sich in dem angegebenen Schrifttum.

#### 4.3 Modellauswahl für die weiterführenden Untersuchungen

Auf Basis der unter 4.1 und 4.2 behandelten Ansätze wurde eine Vielzahl von empirischen und numerischen Modellen entwickelt. Für die Untersuchungen zu den Versagenswahrscheinlichkeiten von Dünen wurden zwei repräsentative Ansätze ausgewählt: einerseits das empirische Dünenerosionsmodell von Van Gent et al. (2008) sowie andererseits das prozessbasierte numerische Modell XBeach (Roelvink et al. 2009). Diese werden im Folgenden (Kap. 5 und Kap. 6) im Einzelnen näher beschrieben.

### 5 Semi-empirischer Dünenerosionsansatz – Van Gent et al. (2008)

Der empirische Berechnungsansatz von Van Gent et al. (2008), welcher eine Erweiterung des Dünenerosionsansatzes von Vellinga (1986) darstellt, basiert auf der Annahme eines Gleichgewichtsprofils. In groben Zügen bedeutet dieses Konzept: Das Initialprofil einer Düne und des angrenzenden Strandbereiches sind den hydrodynamischen Belastungen einer Sturmflut ausgesetzt. Die hydrodynamischen Belastungen in Form von erhöhten Wasserständen und Wellenbelastung bewirken eine Umlagerung des Sedimentes von der Düne und dem Strand in seewärtige Richtung. Das Profil der Düne und des angrenzenden Strandes passt sich den Belastungen an. Nach einer ausreichend langen Belastungsdauer sind keine Veränderungen des Profils (sowohl der Düne als auch des Strandes) mehr zu verzeichnen. Das Gleichgewichtsprofil hat sich eingestellt.

Der verwendete Dünenerosionsansatz berücksichtigt eine begrenzte Zahl von Eingangsgrößen. Die Wellenhöhe ( $H_{0s}$ ), die Wellenperiode ( $T_p$ ) sowie die Fallgeschwindigkeit ( $w$ ) des Sediments gehen direkt in die Berechnungen ein. Wohingegen der Sturmflutwasserstand indirekt über die Lage des Dünenfußes Berücksichtigung findet.

Auf Grundlage von (5) und (6) ist es möglich, die seewärtige Ausdehnung des Erosionsprofils zu ermitteln. Die Form des seewärtigen Erosionsprofils ist durch (7) beschrieben. Der Anschluss des Erosionsprofils an die Sohle erfolgt mit einer Neigung von 1:12,5. Für die Neigung der Dünenfront des Erosionsprofils wird eine Neigung von 1:1 angenommen. Die erodierten und akkumulierten Sedimentvolumina lassen sich über entsprechende Flächen darstellen (vgl. Abb. 2).

Für die weiterführenden Untersuchungen zur Bewertung der Versagenswahrscheinlichkeit und der Zuverlässigkeit von Hochwasserschutzdünen ist das Gleichgewichtsprofil zu ermitteln (vgl. Kap. 8 und Kap. 9). Die Grundlage hierfür sind das Initialprofil der Düne und das resultierende Erosionsprofil nach Van Gent et al. (2008). Die Ermittlung des Gleichgewichtsprofils erfolgt über einen Flächenausgleich zwischen den erodierten Flächen ( $V_1$  und  $V_2$  in Abb. 2) und der akkumulierten Fläche ( $V_3$  in Abb. 2). Die Berechnung der Flächen und der Flächenausgleich erfolgen über eine numerische Integration.

Ist das Gleichgewichtsprofil ermittelt, kann die Restkronenbreite der Düne bestimmt werden. Diese wird für die Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit und die Ableitung der Versagenseinwirkungsfunktionen benötigt.

$$x_R = 250 \left( \frac{H_{0s}}{7,6} \right)^{1,28} * \left( \frac{0,0268}{w} \right)^{0,56} \quad (5)$$

$$y_R = \left( \frac{H_{0s}}{7,6} \right) * \left[ 0,4714 * \left( 250 * \left( \frac{12}{T_p} \right)^{0,45} + 18 \right)^{0,5} - 2,0 \right] \quad (6)$$

$$\frac{7,6}{H_{0s}} y = 0,4714 * \left[ \left( \frac{7,6}{H_{0s}} \right)^{1,28} * \left( \frac{12}{T_p} \right)^{0,45} * \left( \frac{w}{0,0268} \right)^{0,56} * x + 18 \right]^{0,5} - 2,0 \quad (7)$$

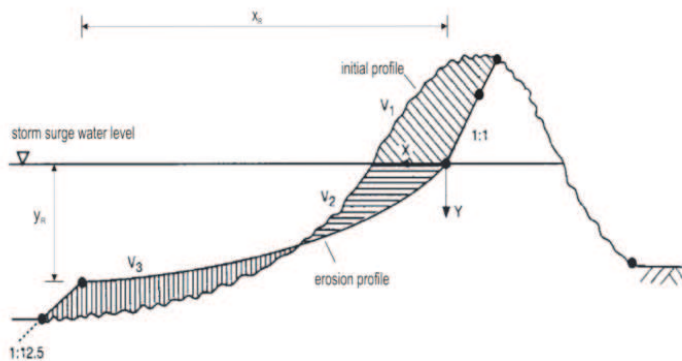


Abbildung 2: Definitionsskizze für den Dünenerosionsansatz nach Van Gent et al. (2008).



## 6 Prozessbasiertes Dünenerosionsmodell – XBeach

Neben dem empirischen Dünenerosionsmodell von Van Gent et al. (2008) wird das numerische Modell XBeach (Roelvink et al. 2009) angewendet. Dieses prozessbasierte numerische Modell bildet morphologische Veränderungen im küstennahen Bereich ab, einschließlich Dünenerosion und Überströmen von Strandbereichen und Dünen.

Durch den modularen Aufbau des Modells mit Routinen zur Berechnung der Ausbreitung kurzer Wellen, der instationären Flachwassergleichungen, des Sedimenttransports und der Erhaltungsgleichungen ist es möglich, eine große Bandbreite an Randbedingungen der morphologischen Entwicklung eines Küstenabschnittes zu berücksichtigen. So ist es z. B. möglich, eine Abfolge von Sturmereignissen, definiert durch Wellenhöhe, Wellenperiode, Sturmflutwasserstand und Sturmdauer, zu simulieren. Bezüglich der umfangreichen mathematischen Formulierungen wird auf das Benutzerhandbuch zu dem numerischen Modell verwiesen.

Um Rechenzeit und Rechenkapazität zu reduzieren, wurden die Untersuchungen 1-dimensional durchgeführt. Hintergrund hierfür ist die große Anzahl an durchzuführenden Simulationen, die für die Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit und die Ableitung von Einwirkungsversagensfunktionen notwendig sind.

Die hydrodynamischen Randbedingungen werden durch Sturmflutwasserstände charakterisiert, welche als Zeitreihe am offenen Rand des Simulationsgebietes außerhalb der Brandungszone im Tiefwasser eingesteuert werden. Damit wird einer Empfehlung des Benutzerhandbuches Folge geleistet, nach der so eine höhere numerische Stabilität erreicht wird. Die korrespondierenden Seegangsbedingungen werden durch Wellenhöhe, Wellenfrequenz und Wellenanlaufrichtung bestimmt. Durch die Anwendung multivariater statistischer Methoden wird sichergestellt, dass sowohl den Sturmflutwasserständen als auch den korrespondierenden Seegangsbedingungen die gleiche Eintrittswahrscheinlichkeit zugeordnet werden kann. Für eine detaillierte Beschreibung der Methode sei auf das Kapitel „Analyse und Bewertung multivariater Belastungsgrößen für die deutsche Nord- und Ostseeküste“ verwiesen.

Bathymetrische und bauwerksbezogene Informationen werden über die sogenannte Bathymetriedatei in das Modell eingelesen. Weitere Informationen zu der verwendeten Bathymetrie und zu den Bauwerksinformationen werden an geeigneter Stelle gegeben.

Innerhalb des numerischen Modells XBeach besteht die Möglichkeit, verschiedene Kornfraktionen zu definieren. Für die durchgeführten Simulationen wird eine Kornfraktion definiert, die einem Mittelsand mit einem mittleren Korndurchmesser von 0,3 mm und einer Trockenrohdichte von 2,65 t/m<sup>3</sup> entspricht, wie sie für das Sediment an der deutschen Ostseeküste angenommen werden kann (Newe und Dette 2004; Loder 2015; Stegemeier 2015).

Die Kalibrierung des numerischen Modells XBeach erfolgt für das Projektgebiet Markgrafenheide (Abb. 3).



Abbildung 3: Sturmflutschutzmaßnahmen für die Ortschaft Markgrafenheide (Quelle: Regelwerk Küstenschutz Mecklenburg-Vorpommern).

Die Ortschaft Markgrafenheide wird durch einen Ring aus Küstenschutzbauwerken gegen auftretende Sturmfluten geschützt. Seeseitig wird der Sturmflutschutz durch eine Vollschutzdüne übernommen, welche teilweise durch ein Deckwerk verstärkt wird. Landseitig wird Markgrafenheide von einem Deichring umschlossen, der durch zwei Hochwasserschutzwände ergänzt wird.

Zum Zwecke der Kalibrierung des numerischen Modells stellte das StALU MM Profilmessungen der Vollschutzdüne zur Verfügung (StALU MM 2009). Die Vermessungen stammen aus den Jahren 2004 und 2006. Die Profilvermessungen aus dem Jahr 2006 wurden nach der Sturmflut vom 01./02. November 2006 durchgeführt. Es sind insgesamt 18 Profile auf einer Länge von 1,7 km aufgenommen worden. Für die Untersuchungen in dem numerischen Modell wird das Profil des Kkm 152,800 gewählt. Es befindet sich am nördlichen Ende der Dünenstrecke. Ein Profil, das südlicher gelegen ist, ist für die Untersuchungen nicht geeignet, da die Düne zwischen Kkm 151,800 und Kkm 152,700 durch ein Deckwerk (Abb. 4, blaue Linie) verstärkt wird. Mit Hilfe des genannten Profils wird eine Bathymetrie als Grundlage für die numerischen Untersuchungen aufgebaut.

Abb. 4 zeigt die verwendeten Profile des Küstenkilometers 152,800. Das gemessene Profil aus dem Jahr 2004 (gepunktete Linie in Abb. 5) wurde für die Kalibrierung des Modells XBeach in ein programmkompatibles Format konvertiert. Das Unterwasserprofil wurde mit einer für die Küste vor Markgrafenheide typischen Neigung von 1:50 bzw. 1:100 erweitert. Die Erweiterung ist notwendig, da die Vermessungsdaten nicht bis in die erforderliche Tiefe vorlagen. Ebenso standen keine Vermessungen der Schorre zur Verfügung. Die hydrodynamischen Randbedingungen in Form von Sturmflutganglinien und Seegangszeitreihen wurden aus Messungen des Wasserstandes und des Seegangs am Pegel Warnemünde abgeleitet.

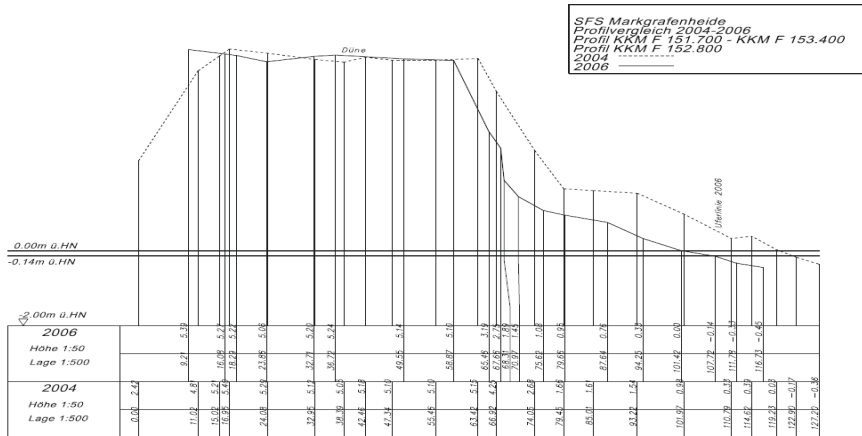


Abbildung 4: Profile der Vollschuttdüne an dem Küstenkilometer 152,8 aus den Jahren 2004 und 2006.

Abb. 5 zeigt die verwendete Sturmflutganglinie bei der Sturmflut vom 01./02. November 2006. Die eingesteuerte Sturmflutganglinie umfasst – neben dem eigentlichen Sturmergebnis – eine Zeitspanne von 24 Stunden vor und 24 Stunden nach dem Ereignis. Im Ganzen umfasst die Sturmflutganglinie somit 4 Tage.

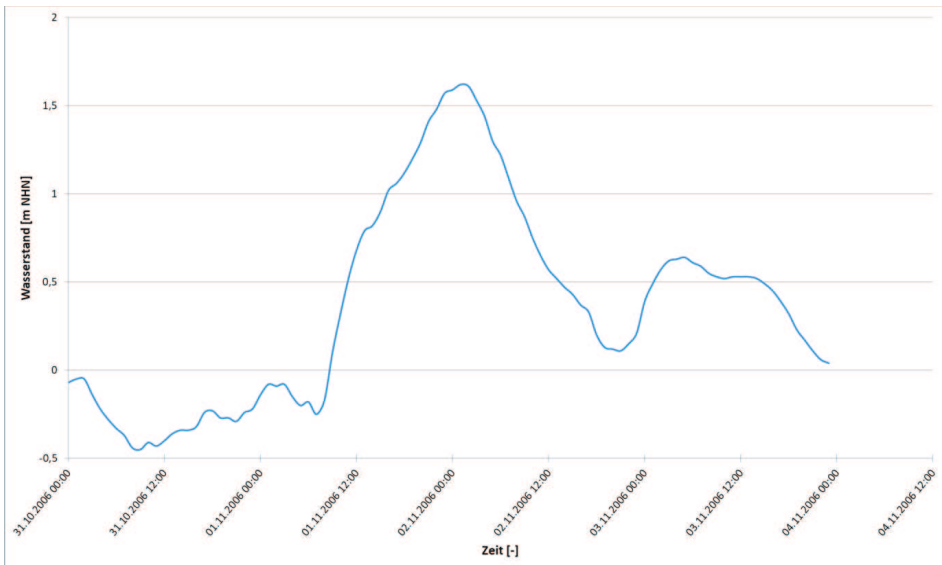


Abbildung 5: Zur Kalibrierung des Modells XBeach verwendete Sturmflutganglinie.

Über die Variation verschiedener morphologischer Einflussfaktoren erfolgte die Kalibrierung des Modells. Die morphologischen Einflussfaktoren „wetslp“ (critical avalanching slope under water) und „dryslp“ (critical avalanching slope above water) (Roelvink et al. 2015) zeigten in dem numerischen Modell den größten Einfluss auf die morphologische

Entwicklung. Die besten Kalibrierungsergebnisse wurden mit den Faktoren  $wet_{slp} = 0,08$  und  $dry_{slp} = 0,5$  erzielt. Die folgende Abb. 6 zeigt das Ergebnis der Modellkalibrierung. Es sind zum einen die vermessenen Profile (grün (2004) bzw. blau (2006)) der Düne und zum anderen das berechnete Profil der Düne (rot) dargestellt. Die Erosionserscheinungen der Dünenfront werden durch das numerische Modell gut abgebildet. Die Erosion wird nur minimal überschätzt. Die Erosion des Strandbereichs hingegen wird leicht unterschätzt. Da die Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeiten und die Ableitung der Einwirkungsversagensfunktion auf einer Grenzzustandsgleichung basieren (vgl. Kap. 8), welche die Restkronenbreite mit einer minimal zulässigen Kronenbreite vergleicht, wird angenommen, dass die Unterschätzung der Erosion im Strandbereich keinen Einfluss auf das Ergebnis hat.

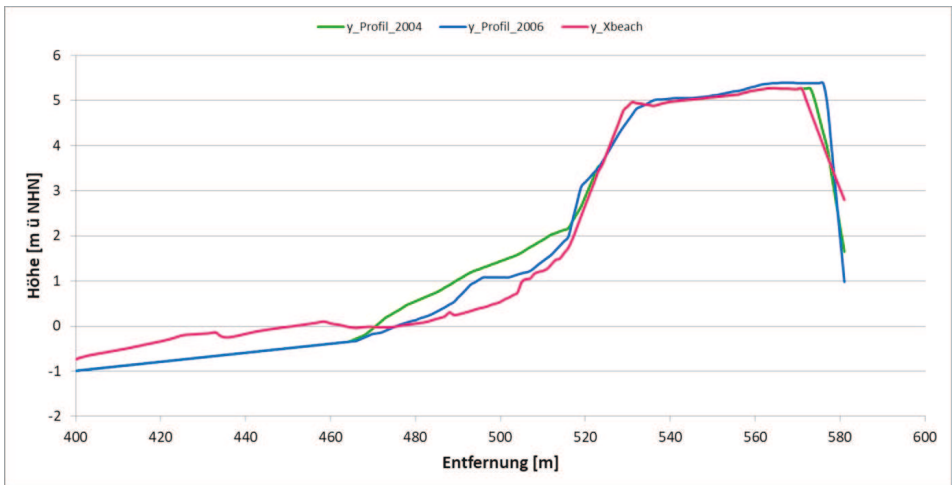


Abbildung 6: Vermessene und berechnete Profile der Modellkalibrierung.

Mit dem kalibrierten Modell werden für eine Vielzahl von Sturmereignissen der Rückgang der Dünenkrone ermittelt und daraus die Versagenswahrscheinlichkeiten und die Einwirkungsversagensfunktionen abgeleitet.

## 7 Eingangsdaten für die risikobasierte Analyse der Dünenerosion

### 7.1 Dünenausgangprofil

Für die Berechnungen der Versagenswahrscheinlichkeit – beispielsweise unter Anwendung des Ansatzes von Van Gent et al. (2008) oder auch auf Grundlage einer numerischen Modellierung mit XBeach – ist die Definition eines Ausgangsprofils der Hochwasserschuttdüne erforderlich. Diese wird im Folgenden in Anlehnung an die Verhältnisse in Mecklenburg-Vorpommern definiert: Eine Vollschuttdüne weist gemäß dem Regelwerk Küstenschutz Mecklenburg-Vorpommern eine Neigung der Binnenböschung von 1:2 und eine Neigung der Außenböschung von 1:3 auf. Der Dünenfuß liegt im Regelfall bei NHN +1 m oder höher. Für das Strandprofil werden zwei Bereiche unterschieden: Der obere Bereich des Strandprofils (trockener Strand) weist eine Neigung von 1:50 und der

untere Bereich des Strandprofils (Unterwasserprofil) weist eine Neigung von 1:100 auf (Abb. 7).

Für die im Rahmen des Vorhabens durchgeführten Untersuchungen wurden die Berechnungsroutinen so gestaltet, dass die Kronenhöhe und die Kronenbreite der Düne variiert werden können. Die Neigungen der Binnen- bzw. Außenböschung sowie die Neigungen der beiden Strandbereiche sind für die Berechnungsroutinen ebenfalls dem Grunde nach variabel. Die Kronenhöhe wurde für die Analysen zunächst auf NHN +5 m festgelegt. Dies entspricht der Höhe einer typischen Hochwasserschutzdüne (Vollschuttdüne) an der Ostseeküste Mecklenburg-Vorpommerns.

Der Korndurchmesser des Sediments wird in Anlehnung an Untersuchungen des Instituts für Wasserbau der Technischen Universität Hamburg (TUHH) (Loder 2015; Stegemeier 2015) zu  $d_{50}=0,3$  mm angenommen – dies entspricht dem Korndurchmesser von Mittelsand und dem mittleren Korndurchmesser einer typischen Vollschuttdüne (Newe und Dette 2004).

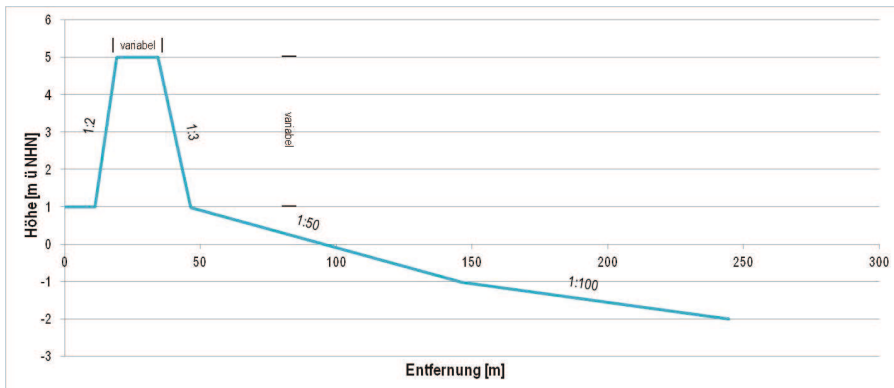


Abbildung 7: Dünenausgangsprofil für die Berechnungen der Versagenswahrscheinlichkeit.

Vorschädigungen der Düne durch kleine und mittlere Sturmfluten werden in den Modellen durch Neustart der Berechnungen mit entsprechend vorgeschädigten Profilen berücksichtigt.

## 7.2 Hydrodynamische Eingangsdaten

Die Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeiten sowie die Ableitung der Einwirkungsversagensfunktionen für den Bauwerkstyp Hochwasserschutzdüne erfolgt auf probabilistischem Weg. Der Dünenerosionsprozess ist im Wesentlichen abhängig von dem auftretenden Sturmflutwasserstand und der herrschenden Seegangsbelastung. Diese beiden Faktoren werden in unterschiedlichen Ausprägungen in den Modellen berücksichtigt. In das Dünenerosionsmodell von Van Gent et al. (2008) finden diese Größen als Einzelwerte Eingang. Es werden pro Rechenlauf ein Wasserstand mit einer Wellenhöhe und der dazugehörigen Wellenperiode berücksichtigt. Das numerische Modell XBeach hingegen berücksichtigt den Wasserstand als Zeitreihe der Sturmflutwasserstände, definiert durch den Wasserstand und die Fülle. Darüber hinaus wird der zugehörige Seegang berücksichtigt. Die Berechnungsroutinen für den Ansatz nach Van Gent et al. (2008) und das nume-

rische Modell XBeach sind so angelegt, dass sowohl die Wasserstände, respektive die Sturmflutwasserstandsganglinien, als auch die Wellenhöhen und Wellenperioden, respektive der Seegang, probabilistisch in die Berechnungen eingehen. Dazu ist es notwendig, die jeweiligen Größen mit einer kombinierten Eintrittswahrscheinlichkeit zu versehen.

Für die Bestimmung von Wellenhöhen bzw. Seegang und Sturmflutwasserständen, respektive Sturmflutganglinien, werden bivariate statistische Modelle auf die genannten Größen angewendet.

Im Folgenden werden beispielhaft Ergebnisse dieser statistischen Analysen gezeigt, die als Eingangsgrößen für die beiden Dünenerosionsmodelle dienen. Abb. 8 zeigt beispielhaft fünf verschiedene Formen von Sturmflutganglinien mit variierenden Füllen und ähnlichen Scheitelwasserständen. Die gezeigten Sturmflutganglinien haben eine kombinierte Eintrittswahrscheinlichkeit der Wasserstände und Füllen von  $p = 0,005$  (Wiederkehrintervall  $T = 200$  Jahre). Hierzu wurde eine Vielzahl gemessener Wasserstandsganglinien standardisiert und darauffolgend der Zeitpunkt bestimmt, zu welchem der maximale Wasserstand eintritt. Der Verlauf des ansteigenden Astes und des absteigenden Astes der Wasserstandsganglinie werden getrennt nach (8) und (9) simuliert. Die Parameter  $a$  und  $b$  bestimmen den Verlauf der Wasserstandsganglinie. Mit Hilfe der durch bivariate statistische Methoden bestimmten Wasserstände und Füllen mit kombinierter Eintrittswahrscheinlichkeit werden die standardisierten neu simulierten Wasserstandsganglinien skaliert. Die Methodik zur Bestimmung der Belastungsgrößen mit kombinierter Eintrittswahrscheinlichkeit ist im Kapitel „Analyse und Bewertung multivariater hydrodynamischer Belastungsgrößen für die deutsche Nord- und Ostseeküste“ detailliert beschrieben.

$$r(\theta) = \frac{a}{\sqrt{(\cos(\theta + b))^2 (a \sin(\theta + b))^2}} \quad (8)$$

$$r(\theta) = \frac{a}{\sqrt{(\cos(\theta - b))^2 (a \sin(\theta - b))^2}} \quad (9)$$

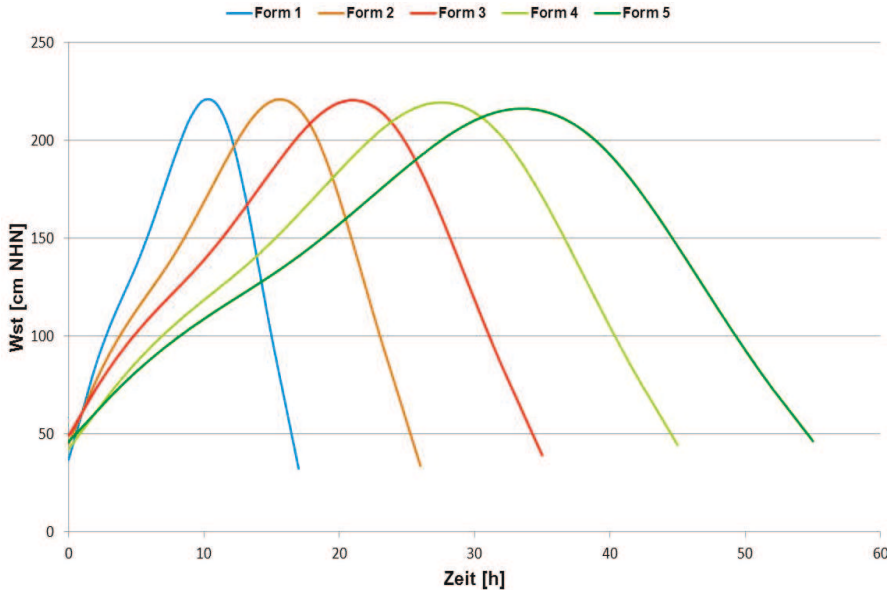


Abbildung 8: Sturmflutganglinien mit einer kombinierten Eintrittswahrscheinlichkeit ( $p = 0,005$ ) der Wasserstände und Füllen.

Wie weiter oben in diesem und in Kap. 6 beschrieben, finden neben den Sturmflutganglinien auch die dazugehörigen Seegangsinformationen Eingang in das numerische Modell XBeach. Zur Ermittlung des Sturmflutseegangs werden die Ergebnisse der bivariaten statistischen Auswertung der Wasserstände und Füllen mit den Ergebnissen einer bivariaten statistischen Auswertung der Wasserstände und Wellenhöhen kombiniert (Abb. 10) (Salecker et al. 2011, 2012a, 2012b).

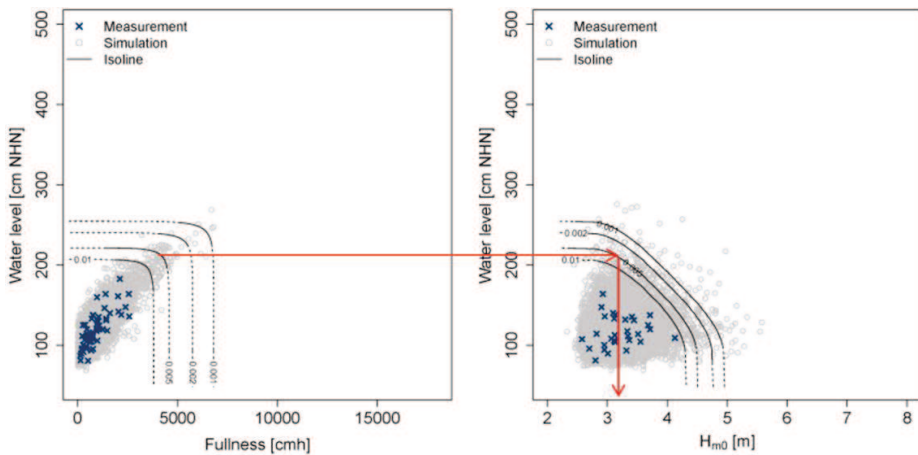


Abbildung 9: Methodisches Vorgehen zur Ermittlung des Seegangs in Abhängigkeit des Wasserstandes der Sturmflutganglinie.



Für den maximalen Wasserstand der generierten Sturmflutganglinien aus der statistischen Auswertung der Wasserstände und Füllen wird die entsprechende Wellenhöhe aus der statistischen Auswertung der Wasserstände und Wellenhöhen gewählt. Somit haben sowohl die Sturmflutganglinie als auch die Wellenhöhe das gleiche Wiederkehrintervall. Die ermittelte Wellenhöhe wird mit Hilfe einer Berechnungsformel in eine Wellenperiode umgerechnet (10).

$$T_p = 1,21 * (1,11 * H_s + 2,5) \quad (10)$$

## 8 Versagenswahrscheinlichkeit und Versagensfunktion

Versagenswahrscheinlichkeiten beschreiben die Eintrittswahrscheinlichkeit eines Versagensereignisses für ein spezifisches Bauwerk. Als Versagen ist im Rahmen dieser Untersuchungen der Zustand definiert, in dem ein spezifisches Bauwerk seine vorgesehene Schutzfunktion nicht mehr erfüllt. Die Quantifizierung der Versagenswahrscheinlichkeiten erfolgt im Rahmen einer Zuverlässigkeitsanalyse. Die Eintrittswahrscheinlichkeit des Komplementärereignisses, also die Eintrittswahrscheinlichkeit eines Nichtversagens, wird als Zuverlässigkeit eines Bauwerkes bezeichnet (Bachmann 2012).

Die Zuverlässigkeit eines Bauwerks kann durch eine Grenzzustandsgleichung  $Z(W, E)$  (11) beschrieben werden. In dieser Gleichung werden dem bauwerksspezifischen Widerstand ( $W$ ) die auf das Bauwerk wirkenden Belastungen ( $E$ ) gegenübergestellt (Bachmann 2012). Grenzzustandsgleichungen beschreiben demnach mathematisch die physikalischen Zusammenhänge, die zu einem Versagen von Hochwasserschutzbauwerken führen.

$$Z(W, E) = W - E \quad (11)$$

Ist das Ergebnis einer Grenzzustandsgleichung positiv, ist also der Widerstand eines Bauwerks größer als die einwirkenden Belastungen, so ist ein Versagen des Bauwerkes nicht zu erwarten. Bei negativem Ergebnis tritt ein Versagen des Bauwerkes ein.

Für den Bauwerkstyp Hochwasserschutzdüne hat die Grenzzustandsgleichung die folgende Form (12) (Gruhn et al. 2012a, 2012b, 2012c, Fröhle et al. 2014):

$$Z = m * d_{\text{crest\_cur}} - d_{\text{crest\_crit}} \quad (12)$$

mit:  $d_{\text{crest\_cur}}$  Kronenbreite der Düne im Gleichgewichtsprofil [m]  
 $d_{\text{crest\_crit}}$  minimal zulässige Kronenbreite [m]  
 $m$  Modellfaktor [-]

Der Modellfaktor  $m$  berücksichtigt hierbei die mit dem Erosionsmodell verbundenen Unsicherheiten.

Die minimal zulässige Kronenbreite  $d_{\text{crest\_crit}}$  wird auf 5 m festgelegt. Dieser Wert entspricht der Restkronenbreite des Sicherheitsteils einer Vollschutzdüne.

Mit Hilfe einer Monte-Carlo-Analyse auf Grundlage der Grenzzustandsgleichung kann die Versagenswahrscheinlichkeit errechnet werden. Wird eine ausreichende Anzahl von Berechnungen durchgeführt, wird die Versagenswahrscheinlichkeit als relative Häufigkeit für das Eintreten eines negativen Ergebnisses der Grenzzustandsgleichung betrachtet (13) (Gruhn et al. 2012a, 2012b, 2012c, Fröhle et al. 2014):

$$P_f \approx \frac{n_{\text{fai}}}{n} \quad (13)$$

mit:  $P_f$  Versagenswahrscheinlichkeit [-]  
 $n_{\text{fai}}$  Anzahl der Berechnungen mit negativer Grenzzustandsgleichung [-]  
 $n$  Gesamtanzahl der Berechnungen [-]

In einem ersten Schritt werden die Versagenswahrscheinlichkeiten unter Anwendung des empirischen Dünenerosionsmodells von Van Gent et al. (2008) berechnet.

Abb. 10 zeigt die Versagenswahrscheinlichkeiten für eine Hochwasserschutzdüne in Abhängigkeit von der Kronenbreite der Düne für Sturmereignisse ausgewählter Wiederkehrintervalle. Für Ereignisse mit einem Wiederkehrintervall von 200 Jahren ist ein Versagen der Düne mit dem in Abb. 3 dargestellten Profil einer Vollschutzdüne ab einer Kronenbreite von 14 m zu erwarten. Für Sturmereignisse mit geringeren Wiederkehrintervallen setzt ein Versagen der Düne bei entsprechend geringeren Kronenbreiten ein (vgl. Abb. 10). Generell steigt mit abnehmender Kronenbreite die Versagenswahrscheinlichkeit. Unterhalb einer Kronenbreite von 8 m tritt für alle untersuchten Wiederkehrintervalle ein Versagen der Düne auf. Für das untersuchte Dünenprofil ist gemäß der Berechnungen eine Kronenbreite von 8 m ein unterer Grenzwert für ein Dünenversagen. Derartige Untersuchungen können herangezogen werden, um z. B. eine Abschätzung der Zuverlässigkeit von bereits sturmflutgeschädigten Dünen vorzunehmen.

Aufgrund des notwendigen Umfangs der Monte-Carlo-Analyse und der vergleichsweise langen Simulationszeit einer einzelnen Simulation mit dem numerischen Modell XBeach wurde auf eine Ableitung der Versagensfunktionen mit Hilfe des numerischen Modells verzichtet. Der Fokus liegt stattdessen auf der Ableitung der Versagenseinwirkungsfunktionen.

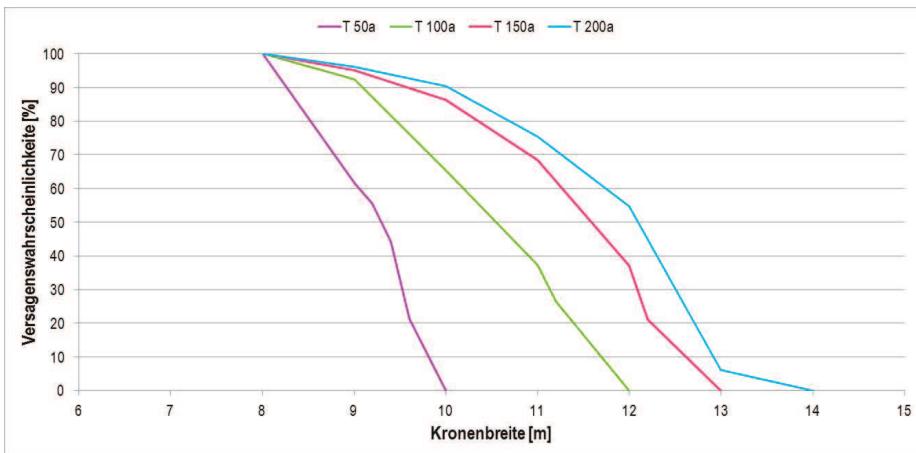


Abbildung 10: Versagensfunktion für verschiedene Wiederkehrintervall der Eingangsdaten, berechnet mit dem Ansatz von Van Gent et al. (2008).

## 9 Versagenseinwirkungsfunktionen

Versagenseinwirkungsfunktionen (engl. Fragility Curves) sind ein Werkzeug der Zuverlässigkeitsanalyse zur Beurteilung der Zuverlässigkeit von Hochwasserschutzbauwerken. Diese Funktionen zeigen die bedingte Versagenswahrscheinlichkeit bzw. Nicht-Versagenswahrscheinlichkeit in Abhängigkeit einer definierten Belastung (z. B. Wellenhöhe, Wasserstand), die auf das Bauwerk einwirkt (Abb. 11).

Die Abszisse beschreibt die einwirkende Belastung auf das Bauwerk, wohingegen die Ordinate die bedingte Versagenswahrscheinlichkeit zeigt. Die Funktion beginnt im Koordinatenursprung. Dies ist gleichbedeutend mit einer Versagenswahrscheinlichkeit von Null für den Fall, dass keine Belastung auf das Bauwerk einwirkt. Eine Versagenswahrscheinlichkeit von eins bedeutet ein sicheres Versagen des Hochwasserschutzbauwerks.

Der Gradient der Funktion ist immer positiv. Ein Anstieg der Belastung auf das Bauwerk führt zu einer Erhöhung oder ggf. zu einer Stagnation der Versagenswahrscheinlichkeit bzw. Verringerung oder ggf. einer Stagnation der Nicht-Versagenswahrscheinlichkeit des Bauwerkes.

Die Form der Kurve ist u. a. abhängig von dem Typ des Bauwerks sowie den Parametern zur Beschreibung der Zuverlässigkeit des Bauwerkes (z. B. Geometrie, Ausführung, Unterhaltungszustand). Darüber hinaus müssen die Unsicherheiten der Eingangsgrößen und des Modells zur Beschreibung des Bauwerksversagens berücksichtigt werden (Bachmann et al. 2009).

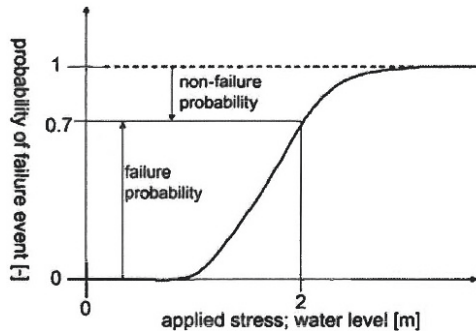


Abbildung 11: Allgemeine Merkmale einer Versagenseinwirkungsfunktion (in: Bachmann et al. 2009).

Versagenseinwirkungsfunktionen werden auf Grundlage von Zuverlässigkeitsanalysen abgeleitet. Hierzu werden die Versagenswahrscheinlichkeiten für diskrete Werte des Wasserstands in Kombination mit dem zugehörigen Seegang berechnet und daraus die Versagenseinwirkungsfunktion abgeleitet.

Die Ableitung der Versagenseinwirkungsfunktionen erfolgt einerseits auf Grundlage des empirischen Dünenerosionsmodells von Van Gent et al. (2008) und andererseits auf Simulationen mit dem numerischen Modell XBeach (Gruhn et al. 2012c; Fröhle et al. 2014).

Für die Berechnungen der Versagenswahrscheinlichkeit ist ein Initialprofil der Düne mit einer Kronenbreite von 12 m zugrunde gelegt worden.

In einem ersten Schritt werden die Versagenseinwirkungsfunktionen unter Anwendung des Dünenerosionsmodells von Van Gent et al. (2008) abgeleitet. Es werden im

vorliegenden Fall die Versagenswahrscheinlichkeiten für diskrete Werte des Wasserstandes in Kombination mit möglichen Wellenhöhen desselben Wiederkehrintervalls berechnet.

In Abb. 12 sind die Versagenseinwirkungsfunktionen für die Wiederkehrintervalle 200 Jahre, 150 Jahre und 100 Jahre dargestellt. Eine Versagenseinwirkungsfunktion für Sturmereignisse mit dem Wiederkehrintervall von 50 Jahren ist nicht dargestellt, da für diese Ereignisse ein Dünenversagen erst ab einer Kronenbreite von 10 m auftritt. In den dargestellten Untersuchungen führen Wasserstände unter 1,9 m NHN nicht zu einem Versagen der Hochwasserschutzdüne. Wird dieser Wert überschritten, ist ein Versagen der Düne zu erwarten, denn das Zusammenwirken von erhöhten Wasserständen und verstärktem Seegang führt zu einer Erosion der Düne und damit einer Reduzierung der Restkronenbreite. Eine weitere Erhöhung des Wasserstands führt zu einer Erhöhung der Versagenswahrscheinlichkeiten. Aus Abb. 12 ist zu erkennen, dass der Gradient der Funktionen mit kleiner werdendem Wiederkehrintervall abnimmt. Dies bedeutet, dass sich die Versagenswahrscheinlichkeit für einen festen Wasserstand mit kleiner werdendem Wiederkehrintervall verringert.

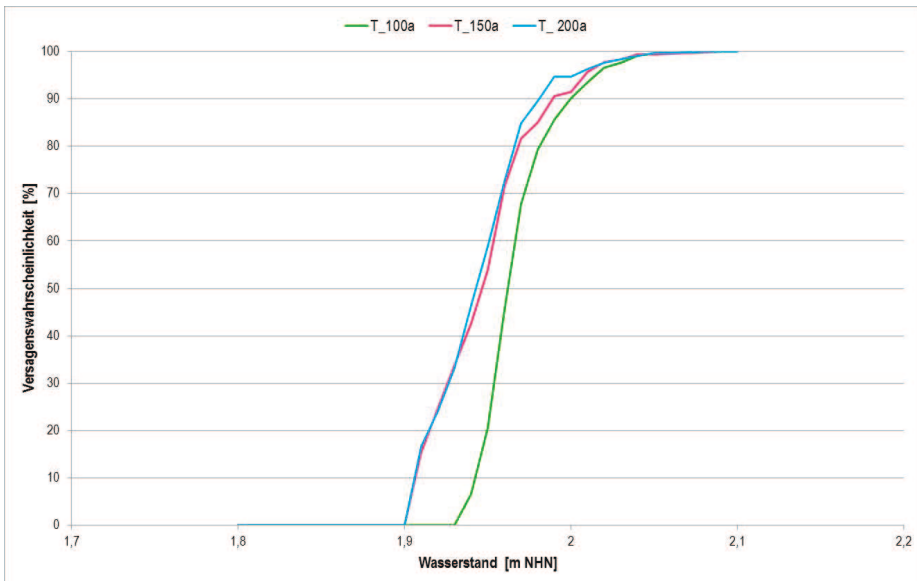


Abbildung 12: Versagenseinwirkungsfunktionen für die Belastungsgröße Wasserstand und verschiedene Wiederkehrintervalle der Belastung auf Grundlage des Dünenerosionsmodells von Van Gent et al. (2008).

In einem zweiten Schritt wird das numerische Modell XBeach zur Ableitung der Versagenseinwirkungsfunktionen angewendet. Es werden hier die Versagenswahrscheinlichkeiten für feste Wasserstände in Kombination mit möglichen Ausprägungen des Seegangs und Dauern der Sturmereignisse desselben Wiederkehrintervalls berechnet. Zusätzlich kann hierbei, anders als bei dem empirischen Dünenerosionsmodell von Van Gent et al. (2008), ein weiterer wesentlicher Einflussfaktor, die Sturmflutdauer, auf die Dünenerosion berücksichtigt werden (Gruhn et al. 2014).

Um eine Vergleichbarkeit der Ergebnisse zu gewährleisten, werden die Versagenseinwirkungsfunktionen für die Wiederkehrintervalle 200 Jahre, 150 Jahre und 100 Jahre abgeleitet. Abb. 13 zeigt die generierten Versagenseinwirkungsfunktionen (Gruhn et al. 2014). Form und Verlauf der Versagenseinwirkungsfunktionen sind grundsätzlich vergleichbar. Auffallend ist, dass der Bereich der versagensrelevanten Wasserstände verschoben ist. Mit dem Dünenerosionsmodell von Van Gent et al. (2008) ergibt sich ein sehr schmaler Wasserstandsbereich, der zu einem Versagen des Bauwerkes führt. Unter Anwendung des numerischen Modells XBeach ist dieser Bereich breiter.

Der Grund für die unterschiedlichen Ergebnisse liegt in der unterschiedlichen Abbildung der physikalischen Prozesse in den jeweiligen Modellen. Das Dünenerosionsmodell von Van Gent et al. (2008) ist ein empirisches Modell, in das die Wellenhöhen, Wellenperiode und Fallgeschwindigkeit des Sediments direkt in die Berechnungsgleichungen eingehen. Der Sturmflutwasserstand wird über die Lage des Dünenfußes im Erosionsfall im Modell berücksichtigt. Die Dauer des Sturmereignisses bleibt unberücksichtigt.

In dem prozessbasierten numerischen Modell werden die physikalischen Prozesse detaillierter abgebildet. Neben den genannten Parametern gehen hier auch der Wasserstand und die Dauer des Sturmereignisses direkt in die Berechnung ein. Der Wasserstand wird in Form einer Zeitreihe berücksichtigt, über die auch die Dauer des Sturmereignisses gesteuert werden kann.

Aufgrund der detaillierteren Abbildung der physikalischen Prozesse während des Dünenerosionsprozesses in dem numerischen Modell sollte dieses für die Berechnung der Versagenseinwirkungsfunktionen angewendet werden.

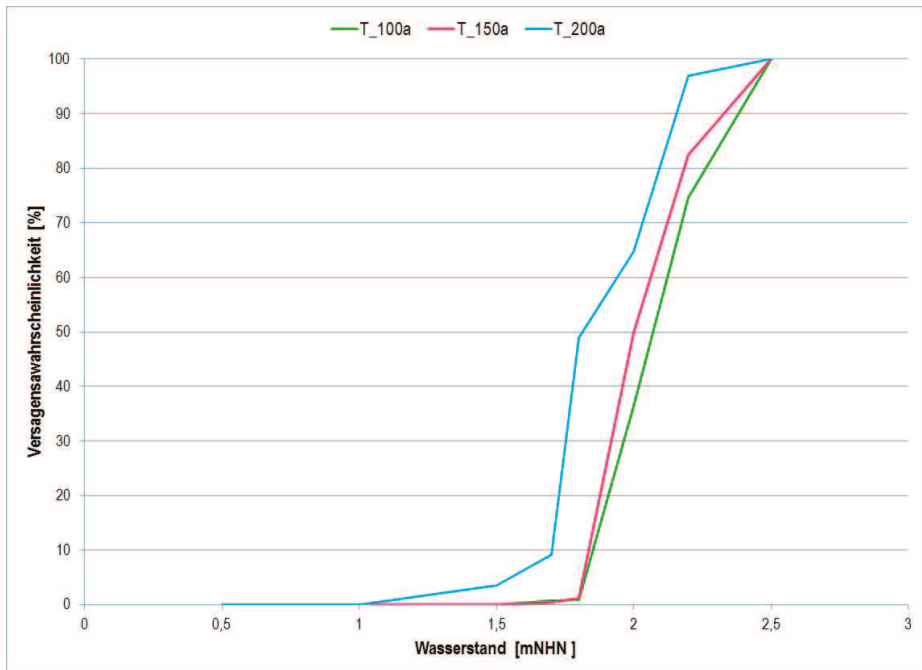


Abbildung 13: Versagenseinwirkungsfunktionen für die Belastungsgröße Wasserstand und verschiedene Wiederkehrintervalle der Belastung auf Grundlage des numerischen Modells XBeach.

## 10 Zusammenfassung und Ausblick

Für eine Entwicklung von anwendungsorientierten Schadens- und Risikoanalyse-Verfahren und die Ermittlung des Hochwasserrisikos ist die Kenntnis der relevanten Versagensmechanismen typischer Hochwasserschutzbauwerke in Verbindung mit den zugehörigen Versagenswahrscheinlichkeiten notwendig. Der Fokus der durchgeführten Untersuchungen lag auf den Dünen als ein typisches Element des Hochwasserschutzes an der deutschen Ostsee- und Nordseeküste.

Eine Literaturrecherche zu Beginn des Vorhabens brachte einen Überblick über die verschiedenen Ansätze und Modelle zur Beschreibung der Dünenerosion. Als relevante Versagensmechanismen wurden (1) die Dünenerosion durch Wellenangriff und (2) die Dünenerosion durch Überströmung identifiziert und entsprechende Berechnungsansätze und Modelle zusammengetragen.

Für die risikobasierte Analyse der Dünenerosion wurden aus der Vielzahl der zur Verfügung stehenden Modelle zwei verschiedene ausgewählt, die die Grundlage der Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeiten und der Ableitung der Versagensfunktionen und der Versagenseinwirkungsfunktionen bildeten. Es wurden (1) das semi-empirische Dünenerosionsmodell von Van Gent et al. (2008) und (2) das prozessbasierte numerische Modell XBeach gewählt. Letzteres bildet die physikalischen Prozesse der Dünenerosion detaillierter ab, erfordert indes einen größeren Rechenaufwand. Der Berechnungsansatz von Van Gent et al. (2008) hingegen ist analytisch lösbar.

Nach der Wahl der Dünenerosionsmodelle wurden die notwendigen Eingangsdaten generiert. Hierzu wurde ein Initialprofil einer Hochwasserschutzdüne, wie es nach dem Regelwerk Küstenschutz des Landes Mecklenburg-Vorpommern (StALU MM 2009) anzuwenden ist, abgeleitet. Als Grundlage für die probabilistische Betrachtung des Versagens wurden den Eingangsdaten entsprechende bi- bzw. multivariate Eintrittswahrscheinlichkeiten zugeordnet. Für das semi-empirische Modell Van Gent et al. (2008) wurden die Belastungsgrößen Wellenhöhe und Wasserstand mit einer gemeinsamen Eintrittswahrscheinlichkeit versehen. Für die Berechnungen mit dem numerischen Modell XBeach wurden neben den bivariaten Eintrittswahrscheinlichkeiten des Seegangs auch die bivariaten Eintrittswahrscheinlichkeiten von Wasserstand und Fülle als Sturmflutwasserstandsganglinie berücksichtigt.

Auf Grundlage der gewählten Dünenerosionsmodelle und der abgeleiteten Eingangsdaten wurden die Versagenswahrscheinlichkeiten des Bauwerktyps Hochwasserschutzdüne für Sturmereignisse mit unterschiedlichen Wiederkehrintervallen analysiert und Versagensfunktionen in Abhängigkeit eines Bauwerksparameters sowie Versagenseinwirkungsfunktionen in Abhängigkeit einer hydrodynamischen Belastungsgröße abgeleitet.

Da die Ermittlung der Versagensfunktionen und der Versagenseinwirkungsfunktionen eine Vielzahl von Berechnungen notwendig macht, wurden Programmroutinen erstellt, welche die Zusammenstellung der notwendigen Eingangsdaten, die Berechnung der eigentlichen Dünenerosionsmodelle sowie die Auswertung der Ergebnisse automatisieren.

Die Versagenseinwirkungsfunktionen wurden auf Grundlage der beschriebenen Dünenerosionsmodelle abgeleitet. Es fällt auf, dass der Bereich der versagensrelevanten Wasserstände verschoben ist. Mit dem Dünenerosionsmodell von Van Gent et al. (2008) ergibt sich ein sehr schmaler Wasserstandsbereich, der zu einem Versagen des beispielhaft betrachteten Bauwerks führt. Unter Anwendung des numerischen Modells XBeach

ist dieser Bereich breiter. Der Grund für die unterschiedlichen Ergebnisse liegt in der unterschiedlichen Abbildung der physikalischen Prozesse in den jeweiligen Modellen. Das Dünenerosionsmodell von Van Gent et al. (2008) ist ein empirisches Modell, in das die Wellenhöhen, Wellenperiode und Fallgeschwindigkeit des Sediments direkt in die Berechnungsgleichungen eingehen. Der Sturmflutwasserstand wird über die Lage des Dünenfußes im Erosionsfall im Modell berücksichtigt. Die Dauer des Sturmereignisses bleibt unberücksichtigt.

Die physikalischen Prozesse werden in dem numerischen Modell detaillierter aufgelöst. Neben den genannten Parametern gehen hier auch der Wasserstand und die Dauer des Sturmereignisses direkt in die Berechnung ein. Der Wasserstand wird in Form einer Zeitreihe berücksichtigt, über die auch die Dauer des Sturmereignisses gesteuert werden kann.

Aufgrund der detaillierteren Abbildung der physikalischen Prozesse während des Dünenerosionsprozesses in dem numerischen Modell sollte dieses für die Berechnung der Versagenseinwirkungsfunktionen herangezogen werden.

In Anbetracht der vergleichsweise langen Rechenzeit des numerischen Modells XBeach musste im Vorhaben leider auf eine Ableitung der Versagenseinwirkungsfunktionen mit diesem Modell verzichtet werden.

## 11 Danksagung

Das diesem Bericht zugrunde liegende Vorhaben (HoRisk) wurde mit Mitteln des Bundesministeriums für Bildung und Forschung unter dem Förderkennzeichen 03KIS079 gefördert und vom KFKI unterstützt.

## 12 Schriftenverzeichnis

- Allsop, W.; Kortenhaus, A.; Morris, M.: Failure mechanisms for flood defence structures, FloodSite Report Nr. T04-06-01, 2007.  
[www.floodsite.net/html/publications2.asp?ALLdocs=on&Submit=View](http://www.floodsite.net/html/publications2.asp?ALLdocs=on&Submit=View).
- Bachmann, D.: Beitrag zur Entwicklung eines Entscheidungsunterstützungssystems zur Bewertung und Planung von Hochwasserschutzmaßnahmen. Dissertation. RWTH Aachen, 2012.
- Bachmann, D.; Huber, N. P.; Schüttrumpf, H.: REISE: Multikriterielle Entscheidungsunterstützung zur Planung von Hochwasserschutzkonzepten, 2009. Stand Abrufdatum: 20.08.2010. [http://www.iww.rwth-aachen.de/fileadmin/internet/iwasa/vortraege2009/IWASA2009\\_Bachmann.pdf](http://www.iww.rwth-aachen.de/fileadmin/internet/iwasa/vortraege2009/IWASA2009_Bachmann.pdf).
- Bruun, P.: Coast erosion and the development of beach profiles, Beach Erosion Board, Technical Memorandum No. 44, U.S. Army Corps of Engineers, 1954.
- Edelman, T.: Dune erosion during storm conditions. In: ASCE (Hrsg.): Proceedings 11<sup>th</sup> International Conference on Coastal Engineering, New York, 719–722, doi: 10.9753/icce.v11.46, 1968.
- Edelman, T.: Dune erosion during storm conditions. In: ASCE (Hrsg.): Proceedings 13<sup>th</sup> International Conference on Coastal Engineering, New York, 1305–1312, doi: 10.9753/icce.v13.66, 1972.



- Fröhle, P.; Gruhn, A.; Salecker, D.: Abschlussbericht HoRisk B (03KIS079) Belastungen von Küstenschutzanlagen und Konsequenzen des Versagens im Bereich der Ostseeküste, 2014. Stand Abrufdatum: 20.12.2016. [http://www.kfki.de/files/dokumente/0/104\\_2\\_2\\_36142-1-4.pdf](http://www.kfki.de/files/dokumente/0/104_2_2_36142-1-4.pdf).
- Gruhn, A.; Fröhle, P.; Salecker, D.; Schlamkow, C.: On Failure Mechanisms and Failure Probabilities of Flood Protection Dunes at the German Baltic Sea Coast – First Results of a Research Project. In: Proceedings of the 5<sup>th</sup> SCACR – International Short Conference on Applied Coastal Research, Aachen, Shaker, 482–489, ISBN: 978-8440-1132-6, 2012a.
- Gruhn, A.; Salecker, D.; Fröhle, P.; Schüttrumpf, H.; Thorenz, H.: Flood Protection Dunes – An approach for reliability assessment by means of fragility curves as part of a risk and damage analysis. In: Proceedings of the 33<sup>rd</sup> International Conference on Coastal Engineering (ICCE 2012), Santander, Spain, 2012b.
- Gruhn, A.; Salecker, D.; Fröhle, P.; Schüttrumpf, H.; Thorenz, H.: Assessment of Hydraulic Loads and Derivation of Failure Probabilities as a Basis for the Determination of Fragility Curves for Flood Protection Dunes. In: Proceedings of the 6<sup>th</sup> Chinese-German Joint Symposium on Hydraulic and Ocean Engineering (CG Joint 2012), 2012c.
- Gruhn, A.; Salecker, D.; Fröhle, P.: Application of a Numerical Model for the Derivation of Fragility Curves for Flood Protection Dunes as Part of a Risk and Damage Analysis. In: Proceedings of the 7<sup>th</sup> Chinese-German Joint Symposium on Hydraulic and Ocean Engineering (CG JOINT 2014), 2014.
- Hanson, H.; Larson, M.; Kraus, N. C.: Calculation of beach change under interaction cross-shore and longshore processes. Coastal Engineering, 57, 6, 610–619, doi: 10.1016/j.coastaleng.2010.02.002, 2010.
- Kriebel, D. L.; Dean, R. G.: Numerical simulation of time-dependent beach and dune erosion. Coastal Engineering, 9, 3, 221–245, doi: 10.1016/0378-3839(85)90009-2, 1985.
- Larson, M.: SBeach: Numerical model for simulating storm-induced beach change, Report 1: Empirical foundation and model development, 1989. Stand Abrufdatum: 10.06.2010. <http://chl.erdc.usace.army.mil./chl.aspx?p=s&a=PUBLICATIONS;118&g=92>.
- Loder, M.: Sedimentcharakteristik Ostseeküste Mecklenburg-Vorpommern. Bachelorarbeit. Technische Universität Hamburg-Harburg, 2015.
- Newe, J.; Dette, H. H.: Bemessung der Landesküstenschutzdünen Mecklenburg-Vorpommerns, Bericht Nr. 879a, Leichtweiß-Institut für Wasserbau, Technische Universität Braunschweig, 2004.
- Roelvink, D.; Reniers, A.; Van Dongeren, A.; Van Thiel de Vries, J.; McCall, R.; Lescinski, J.: Modelling storm impacts on beaches, dunes, and barrier islands. Coastal Engineering, 56, 11–12, 1133–1152, doi: 10.1016/j.coastaleng.2009.08.006, 2009.
- Roelvink, D.; Reniers, A.; Van Dongeren, A.; Van Thiel de Vries, J.; McCall, R.; Lescinski, J.: XBeach Manual, 2015. Stand: 22.12.2016. [http://xbeach.readthedocs.io/en/latest/user\\_manual.html](http://xbeach.readthedocs.io/en/latest/user_manual.html).
- Salecker, D.; Gruhn, A.; Schlamkow, C.; Fröhle, P.: Statistical Analysis of Hydrodynamic Impacts for Risk Assessment in Coastal Areas. Journal of Coastal Research, SI 64

- (Proceedings of the 11<sup>th</sup> International Coastal Symposium, 1906–1910, Szczecin, Poland, ISSN: 0749-0208, 2011.
- Salecker, D.; Gruhn, A.; Schlamkow, C.; Fröhle, P.: Parameterization of Storm Surges as a Basis for Assessment of Risks of Failure for Coastal Protection Measures. In: Proceedings of the 5<sup>th</sup> SCACR – International Short Conference on Applied Coastal Research, Aachen, Shaker, ISBN: 978-3-8440-1132-6, 2012a.
- Salecker, D.; Gruhn, A.; Schlamkow, C.; Fröhle, P.: Parameterization of Storm Surge Hydrographs Using Univariate and Bivariate Statistical Models. In: Pianc Copedec VIII – Proceedings of the Eighth International Conference on Coastal and Port Engineering in Developing Countries, IIT, Madras, Chennai, ISBN: 978-93-80689-06-7, 2012b.
- StALU MM: Regelwerk Küstenschutz Mecklenburg-Vorpommern. Übersichtsheft: Grundlagen, Grundsätze, Standortbestimmungen und Ausblick. Ministerium für Landwirtschaft, Umwelt und Verbraucherschutz Mecklenburg-Vorpommern (Hrsg.). Ostseedruck Rostock, Rostock, 2009.
- Steetzel, H. J.: Cross-shore transport during storm surges. Dissertation. Technische Universität Delft, 1993.
- Stegemeier, M.: Sedimentinventar Deutsche Ostseeküste. Projektarbeit. Technische Universität Hamburg-Harburg, 2015.
- Tuan, Q. T.: Seasonal breaching of coastal barriers. Dissertation. Technische Universität Delft, 2007.
- Tuan, Q. T.; Stive, M. J. F.; Verhagen, H. J.; Visser, P. J.: Process-based modeling of the overflow-induced growth of erosional channels. *Coastal Engineering*, 55, 6, 468–483, doi: 10.1016/j.coastaleng.2008.01.002, 2008.
- Türker, U.; Kabdasli, M. S.: The effect of sediment characteristics and wave height in the shape-parameter for representing equilibrium profiles. *Ocean Engineering*, 33, 2, 281–291, doi: 10.1016/j.oceaneng.2004.12.016, 2006.
- Van Gent, M. R. A.; Van Thiel de Fries, J. S. M.; Coeveld, E. M.; de Vroeg, J. H.; Van de Graaff, J.: Large-scale dune erosion tests to study the influence of wave periods. *Coastal Engineering*, 55, 12, 1041–1051, doi: 10.160/j.coastaleng.2008.04.003, 2008.
- Van Rijn, L. C.: Prediction of dune erosion to storms. *Coastal Engineering*, 56, 4, 441–457, doi: 10.1016/j.coastaleng.2008.10.006, 2009.
- Vellinga, P.: Beach and dune erosion during storm surges. Dissertation. Technische Universität Delft, 1986.
- Visser, P. J.: Beach growth in sand-dikes. Dissertation. Technische Universität Delft, 1998.
- Visser, P. J.: A model for breach erosion in sand-dikes. In: Proceedings of the 27<sup>th</sup> International Conference on Coastal Engineering (ICCE 2000). doi: 10.1061/40549(276)299, 2000.



# **Hydrodynamisch-numerische Analyse der Hinterland-Überflutung als Grundlage für die Abschätzung von Konsequenzen des Versagens von Hochwasserschutzanlagen**

*Angelika Grubn, Dörte Salecker und Peter Fröhle*

## **Zusammenfassung**

Eine wesentliche Grundlage für die Schadensermittlung in potentiell überflutungsgefährdeten Küstengebieten bildet die Beurteilung der Wirkung unterschiedlicher Küstenschutzsysteme in Bezug auf deren Schutzwirkung und Überflutungsausbreitung im Versagensfall. Im Rahmen des Projekts HoRisk wurden daher umfassende Untersuchungen zur Beurteilung des Überflutungsgeschehens geschützter Küstengebiete durchgeführt. Zum einen wurden Sensitivitätsanalysen zur Ermittlung von relevanten bauwerksbedingten und versagensbedingten Parametern durchgeführt und zum anderen numerische Modellierungen zur Abbildung des Überflutungsgeschehens in den HoRisk-Projektgebieten an der Nordsee und an der Ostsee.

Die Sensitivitätsuntersuchungen umfassten Untersuchungen zur Ableitung von Zusammenhängen zwischen bauwerks- bzw. versagensbedingten Parametern und für Schadens- und Risikoberechnungen relevanten Parametern. Es wurde der Einfluss der Breschenbreite, der Breschenlokation, der Versagensdauer, des Wiederkehrintervalls der Sturmflut, der Sturmflutfülle sowie der Einfluss der Tide auf das Überflutungsgeschehen untersucht. Es zeigte sich, dass vor allem die Breschenbreite, das Wiederkehrintervall der Sturmflut und die Sturmflutfülle das Überflutungsgeschehen maßgebend beeinflussen. In tidebeeinflussten Küstengebieten spielt die Kombination Sturmtide und nachfolgende Tide für die Ermittlung der maximalen Einstauhöhen ebenfalls eine Rolle.

Numerische Überflutungssimulationen für das Projektgebiet Markgrafenheide bildeten die Grundlage für die Untersuchung des Überflutungsgeschehens realer Küstengebiete. Die Ergebnisse der Simulation bestätigten die Ergebnisse aus den Sensitivitätsuntersuchungen. Weiterhin zeigte sich, dass die Topographie des geschützten Gebietes den wesentlichen Einflussparameter darstellt.

Da nicht immer numerische Modelle zur Berechnung des Überflutungsgeschehens zur Verfügung stehen oder eine überschlägige Abschätzung der überfluteten Fläche und der Einstauhöhe des Küstengebietes erforderliche ist, wurden vergleichende Untersuchungen zwischen dem physikalisch-analytischen Ansatz von Führböter (1987) und dem numerischen Modell Mike 21 durchgeführt.

## **Schlagwörter**

Numerische Überflutungsmodellierung, Sensitivitätsuntersuchungen, Mike 21, Markgrafenheide

## Summary

*Within the joint BMBF/KFKI project HoRisk different investigations have been carried out to assess the inundation propagation in protected coastal areas. On the one hand, a sensitivity analysis has been performed to derive relevant structure and failure related parameters. Furthermore, numerical simulations have been set up to assess the inundation propagation within real project areas along the German Baltic Sea coast.*

*The sensitivity analyses include investigations for derivation of dependencies between structure related, respectively, failure related parameters and parameters necessary for damage and risk assessment. The influence of the breach width, breach location, failure duration, return period of the storm surge, storm surge fullness and the influence of tides on the inundation propagation have been investigated. As a result, the breach width, return period of the storm surge and the storm surge fullness are the decisive parameters. The combination of the storm tide and the subsequent tide are relevant for the determination of the maximum inundation depth in tidal influenced coastal areas.*

*Numerical simulation for the area of Markgrafenheide confirmed the results of the sensitivity analyses. Moreover, the topography of the protected area exerts the most striking influence on the inundation propagation.*

*Additionally, comparative analyses between the physical-analytically approach by Führböter (1987) and the numerical model Mike 21 have been performed.*

## Keywords

*Numerical inundation modelling, sensitivity analysis, Mike 21, Markgrafenheide*

## Inhalt

1	Einleitung.....	145
2	Sensitivitätsuntersuchungen zum Überflutungsverhalten geschützter Gebiete an Nord- und Ostsee .....	146
2.1	Polderflächen.....	146
2.2	Bathymetrien .....	148
2.3	Breschenbildung .....	149
2.4	Sturmflutwasserstandsganglinien .....	149
2.5	Ergebnisse/wesentliche Einflussgrößen.....	150
2.5.1	Breschenbreite .....	150
2.5.2	Versagensdauer.....	151
2.5.3	Breschenlokation.....	152
2.5.4	Wiederkehrintervall.....	153
2.5.5	Sturmflutfülle.....	154
2.5.6	Tidebeeinflusste Sturmflutganglinien .....	155
3	Überflutungsmodellierung Markgrafenheide.....	156
3.1	Das Untersuchungsgebiet .....	156
3.2	Untersuchte Einflussgrößen .....	158

3.2.1	Lokation der Bresche .....	158
3.2.2	Breschenbreite und -entwicklung .....	159
3.2.3	Beginn des Versagens .....	159
3.2.4	Wasserstandsverlauf und Sturmflutscheitelwasserstand .....	159
3.2.5	Bebauung und Oberflächenrauheit .....	160
3.3	Das Numerische Modell – Mike 21 .....	161
3.4	Auswertung der numerischen Untersuchungen .....	162
3.4.1	Einfluss der Breschenbreite .....	162
3.4.2	Einfluss der Lokation der Bresche .....	166
3.4.3	Einfluss der Oberflächenrauheit .....	169
3.4.4	Einfluss von maximalen Sturmflutscheitelwasserständen .....	171
3.4.5	Einfluss des Versagensbeginn während der Sturmflut .....	174
4	Vergleichende Untersuchungen zwischen dem numerischen Modell Mike 21 und dem empirischen Ansatz von Führböter (1987) .....	175
4.1	Ansatz von Führböter (1987) .....	175
4.2	Fläche des geschützten Bereiches .....	176
4.3	Breschenbreite .....	176
4.4	Wasserstandsganglinie .....	177
4.5	Überfallhöhe .....	177
4.6	Mike 21 .....	178
4.7	Ergebnisse und Bewertung .....	178
5	Zusammenfassung und Ausblick .....	179
6	Danksagung .....	180
7	Schriftenverzeichnis .....	180

## 1 Einleitung

Für einen risikobasierten Hochwasserschutz ist die Analyse potentieller Überflutungsergebnisse und Schäden essentiell. Ein wesentlicher Bestandteil dieser Analysen sind Überflutungsmodellierungen im Falle eines Versagens der Hochwasserschutzanlagen. Eine Vielzahl von Parametern beeinflusst das Überflutungsgeschehen, so zum Beispiel die Topographie und die räumliche Ausdehnung des geschützten Bereiches, die Breschenbreite oder auch die Versagensdauer. Daneben haben hydrodynamische Parameter wie zum Beispiel der Scheitelwasserstand der Sturmflut, die Sturmflutfülle und die Tide einen ebenso großen Einfluss. Dazu wurden sowohl Sensitivitätsuntersuchungen als auch Untersuchungen an realen Küstengebieten entlang der deutschen Ostseeküste durchgeführt.

Im Folgenden werden die Untersuchungen und Ergebnisse zu den Konsequenzen des Versagens von Hochwasserschutzanlagen im Bereich der deutschen Ostseeküste, die im Rahmen des Projektes HoRisk (03KIS079) durchgeführt wurden, beschrieben.

## 2 Sensitivitätsuntersuchungen zum Überflutungsverhalten geschützter Gebiete an Nord- und Ostsee

### 2.1 Polderflächen

Als Grundlage für die Sensitivitätsuntersuchungen ist es zunächst erforderlich, typische Topographien von potentiellen Überflutungsflächen zu bestimmen und für die weiteren Betrachtungen festzulegen. Hierzu wurden die Größe und die Verteilung der Geländehöhen für potentielle Überflutungsflächen an der Nord- und Ostsee bestimmt.

Entlang der Nordseeküste von Schleswig-Holstein werden niedrig liegende Küstengebiete durch Deichringe geschützt. Infolge der klaren Abgrenzung dieser Bereiche war es ohne Weiteres möglich, die eingeschlossenen Flächen zu ermitteln. Abb. 1 zeigt die betrachteten Polder und die entsprechenden Polderflächen. Mehr als 50 % der Polder entlang der Nordseeküste von Schleswig-Holstein schützen eine Fläche von weniger als 10 km<sup>2</sup>. Ein Histogramm zeigt die Verteilung der geschützten Polderflächen deutlich (Abb. 2). Es ist zu erkennen, dass Polder mit einer eingeschlossenen Fläche zwischen 4 km<sup>2</sup> und 8 km<sup>2</sup> am häufigsten auftreten, gefolgt von Poldern mit einer Fläche bis 2 km<sup>2</sup>. Die Flächengrößen für die Bathymetrien werden daher zu 3 km<sup>2</sup> bzw. 5 km<sup>2</sup> festgelegt. Ein Ausschnitt eines digitalen Geländemodells des untersuchten Gebietes (Abb. 3) verdeutlicht die vorherrschenden Geländehöhen. Die Küstengebiete liegen sehr niedrig mit Geländehöhen zwischen NN + 0 m und NN + 2 m. Für die numerischen Simulationen wurde die Geländehöhe auf NN + 1 m festgelegt (Gruhn et al. 2012).

Überflutungsgefährdete Küstengebiete an der Ostsee werden hauptsächlich durch linienhafte Elemente wie z. B. Dünen, Deiche oder Deckwerke entlang der Küste geschützt. Auf Grundlage eines digitalen Geländemodells sowie digitalisierter Hochwasserschutzbauwerke wurden potentielle Überflutungsflächen ausgewiesen. Landeinwärts gibt es nicht immer eine klare Abgrenzung der Überflutungsflächen.

Um entsprechende Flächen abgrenzen zu können, wird die landseitige Grenze der Geländehöhe auf NHN + 3,5 m gesetzt – dem maximalen Bemessungshochwasserstand entlang der deutschen Ostseeküste (StALU MM 2009). Es wird somit angenommen, dass Bereiche mit Geländehöhen oberhalb dieses Grenzwertes nicht überflutungsgefährdet sind.

In Abhängigkeit von ausgewählten Geländehöhenstufen wurden die dazugehörigen Flächengrößen bestimmt. Abb. 4 zeigt die relative Häufigkeit der Höhenstufen (Schrittweite: 0,25 m) von NHN + 0 m bis NHN + 3,5 m. Geländehöhen zwischen NHN + 0,25 und NHN + 0,5 m treten dabei am häufigsten auf, Geländehöhen zwischen NHN + 0,75 m und NHN + 1,0 m am zweithäufigsten (Gruhn et al. 2012).

Für die numerischen Simulationen wird als Geländehöhe jeweils die Klassenmitte der Höhenstufen, also NHN + 0,375 m für die Höhenstufenklassen NHN + 0,25 und NHN + 0,5 m bzw. NHN + 0,875 m für die Höhenstufenklassen NHN + 0,75 m und NHN + 1,0 m, gewählt. Als Größe der Überflutungsflächen wird aufgrund der topographischen Analyse des Untersuchungsgebiets 20 km<sup>2</sup> bzw. 50 km<sup>2</sup> gewählt. (Gruhn et al. 2012).



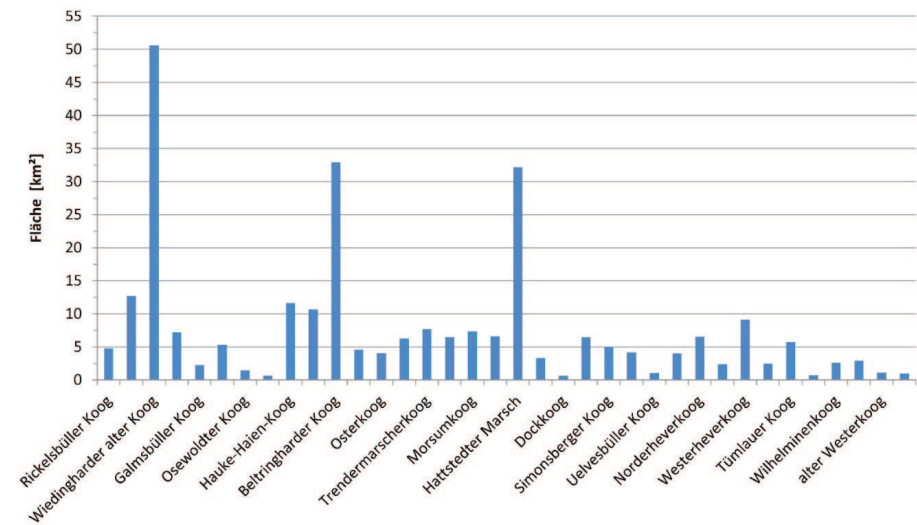


Abbildung 1: Geschützte Flächen schleswig-holsteinischer Nordseepolder.

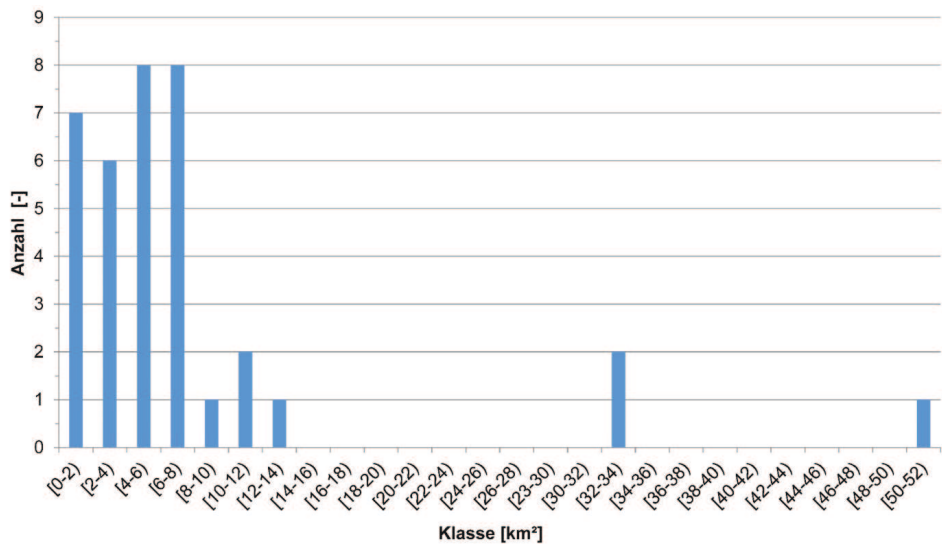


Abbildung 2: Histogramm der Polderflächen.

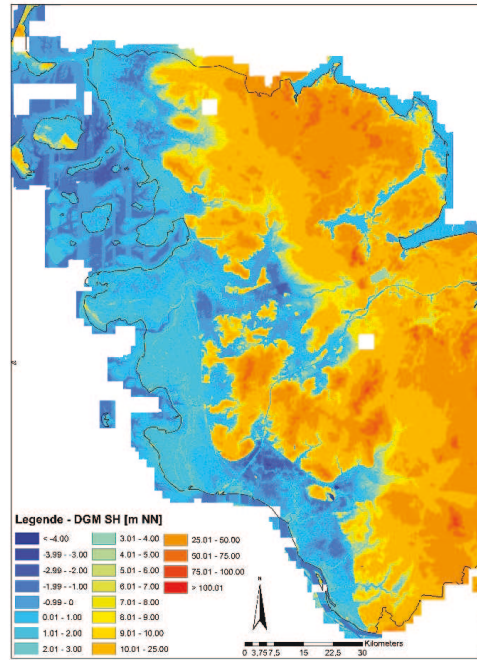


Abbildung 3: Geländehöhen der schleswig-holsteinischen Nordseeküste (Quelle: LLUR).

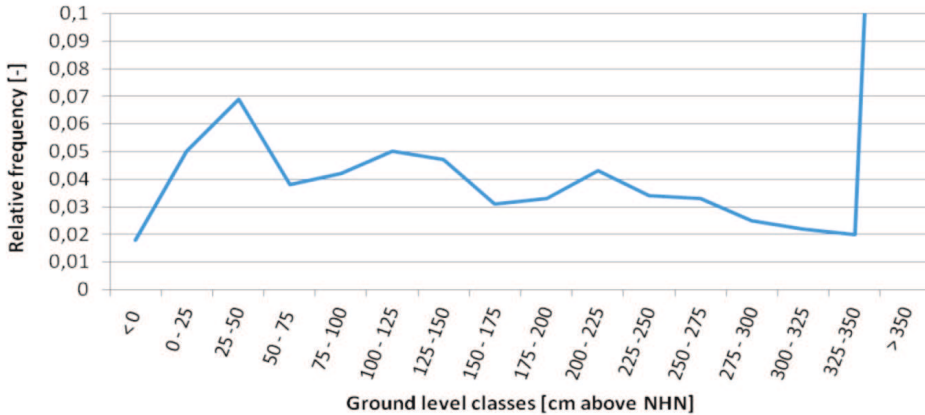


Abbildung 4: Relative Häufigkeit der Geländehöhenstufen.

## 2.2 Bathymetrien

In dem vorangegangenen Kapitel wurde die Ableitung potentieller Überflutungsflächen und dazugehöriger Geländehöhen erläutert. Für die numerischen Simulationen werden Bathymetrien mit den Flächen 3 km<sup>2</sup>, 5 km<sup>2</sup>, 20 km<sup>2</sup> und 50 km<sup>2</sup> und den entsprechenden Geländehöhen erstellt (Gruhn et al. 2012).

Die Bathymetrien weisen vereinfachend eine Rechteckform auf und sind an drei Seiten geschlossen. Die vierte Seite wird durch eine Dammstruktur begrenzt, welche das Hochwasserschutzbauwerk, den Deich oder die Hochwasserschutzdüne darstellt. Die Dammstruktur hat eine Höhe von 4 m und eine Kronenbreite von 10 m. Die Binnenböschung der Dammstruktur hat eine Neigung von 1:10. Diese flache Neigung wurde gewählt, um die numerische Stabilität der Simulationsrechnungen zu gewährleisten. Die Rauheit des Simulationsgebietes wird auf einen konstanten Wert von  $k_{st} = 25 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$  (unebenes Vorland mit Bewuchs, Schneider et al. 2012) festgelegt.

Um den Rechenaufwand zu reduzieren, wird eine räumliche Auflösung von  $\Delta x = \Delta y = 10 \text{ m}$  gewählt. Die zeitliche Auflösung der Simulationen beträgt  $\Delta t = 1 \text{ s}$ .

Das Versagen der Dammstruktur wird im numerischen Modell abgebildet, in dem sich zu einem jeweils definierten Zeitpunkt in dieser Dammstruktur eine Bresche (Durchlass in der Dammstruktur) bildet, durch die die Überflutung des geschützten Bereichs erfolgt. Die Sturmflutwasserstandsganglinie wird entlang dieser Bresche eingesteuert.

## 2.3 Breschenbildung

Die Bresche weist – ebenfalls vereinfachend – einen rechteckigen Querschnitt auf und entwickelt sich linear abhängig von der Zeit. Nach vollständiger Ausbildung der Bresche ist die Höhenlage der Breschensohle der dahinterliegenden Geländehöhe angeglichen.

Eine Literaturrecherche bezüglich möglicher Breschenbreiten ergab eine Spannweite von wenigen Metern bis zu mehr als 200 Metern (Führböter 1987, Muir Wood und Bateman 2005). Um diese weite Spanne abzudecken, werden die untersuchten Breschenbreiten zwischen 10 m und 500 m variiert. Im Detail werden die Breschenbreiten 10 m, 20 m, 30 m, 40 m, 50 m, 100 m, 200 m, 300 m, 400 m und 500 m untersucht.

Die Versagensdauern weisen eine ähnlich große Variationsbreite auf. In der Literatur sind Versagensdauern zwischen 10 min und 2,5 h zu finden (Reese 2003). In den numerischen Simulationen werden im Detail folgende Versagensdauern untersucht: 10 min, 20 min, 30 min, 45 min, 60 min, 90 min, 120 min und 180 min (Gruhn et al. 2012).

## 2.4 Sturmflutwasserstandsganglinien

Sturmflutwasserstandsganglinien wurden unter Anwendung bivariater statistischer Modelle sowohl für Nordsee- als auch Ostseebedingungen aus Wasserstandsmessungen abgeleitet (vgl. Salecker et al. 2011, 2012a, 2012b). Mithilfe der im Vorhaben HoRisk entwickelten Methodik (vgl. Analyse und Bewertung multivariater hydrodynamischer Belastungsgrößen für die deutsche Nord- und Ostseeküste) wurden Sturmflutganglinien mit den Wiederkehrintervallen 50 Jahre, 100 Jahre, 150 Jahre und 200 Jahre sowie jeweils 3 unterschiedlichen Füllen definiert. Abb. 5 und Abb. 6 zeigen beispielhaft Sturmflutganglinien verschiedener Füllen für das Wiederkehrintervall von 200 Jahren für Ostsee- und Nordseebedingungen.

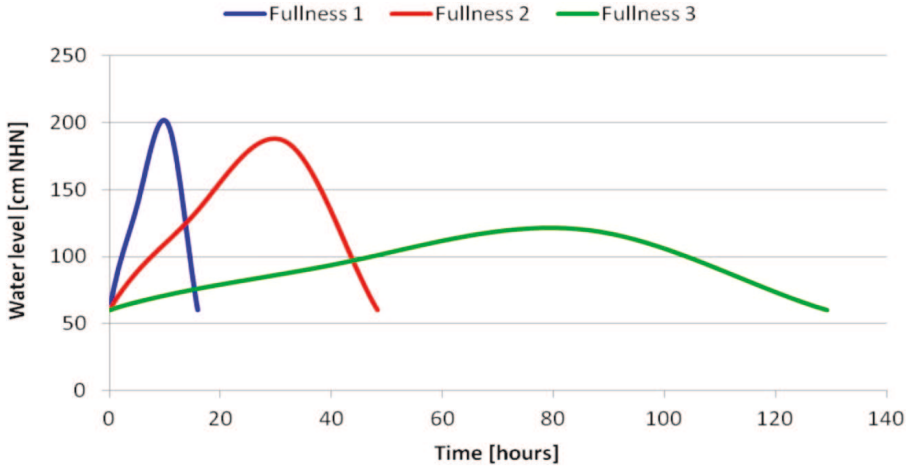


Abbildung 5: Sturmflutganglinien verschiedener Füllen (T=200 Jahre) für die Ostsee.

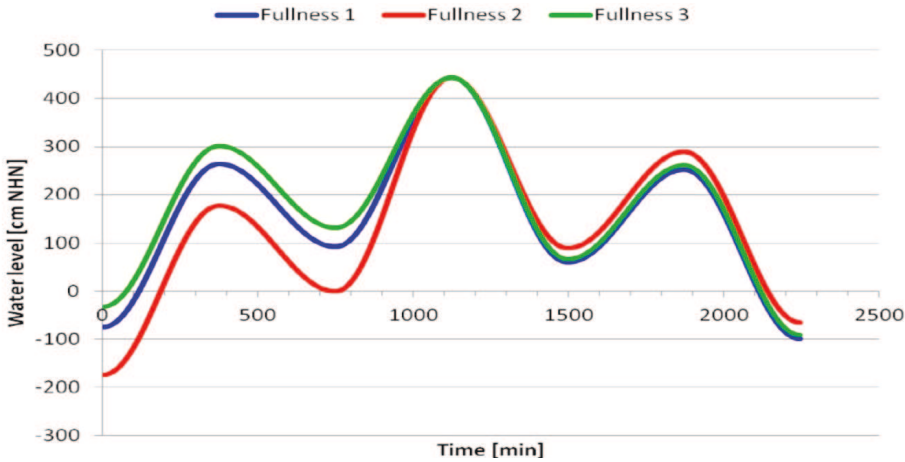


Abbildung 6: Sturmflutganglinien verschiedener Formen (T=200 Jahre) für die Nordsee.

## 2.5 Ergebnisse/wesentliche Einflussgrößen

### 2.5.1 Breschenbreite

Um den Einfluss der Breschenbreite auf das Überflutungsgeschehen eines geschützten Bereiches zu untersuchen, wurden numerische Simulationen durchgeführt, in denen die Breschenbreite zwischen 10 m und 500 m variiert wird. Die Bathymetrien weisen die abgeleiteten Flächengrößen und Geländehöhen auf. Als hydrodynamische Randbedingung wird eine Sturmflutganglinie mittlerer Fülle für Ostseebedingungen (tideunbeeinflusste Sturmflutganglinie) mit dem Wiederkehrintervall von 200 Jahren eingesteuert. Das Versagen der Dammstruktur dauert eine Stunde und ist mit dem Eintreten des Sturmflutscheitelwasserstandes abgeschlossen. Abb. 7 zeigt die maximalen Einstauhöhen für die untersuchten Breschenbreiten (Gruhn et al. 2012).

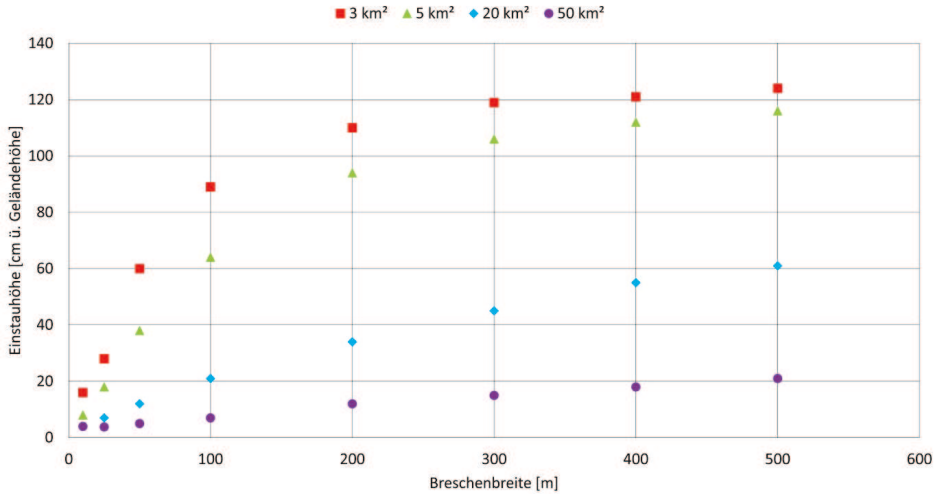


Abbildung 7: Maximale Einstauhöhen als Funktion der Breschenbreite.

In Abb. 7 ist eine deutliche Abhängigkeit der maximalen Einstauhöhe von der Breschenbreite zu erkennen. Eine zunehmende Breschenbreite hat einen höheren Einstau zur Folge. Die Ergebnisse der Sensitivitätsuntersuchungen zeigen ebenfalls, dass für vergleichsweise begrenzte Polderflächen der Einfluss einer steigenden Breschenbreite auf die maximale Einstauhöhe abnimmt. Hier wird die Einstauhöhe hauptsächlich durch das verfügbare Poldervolumen und das Volumen des einströmenden Wassers bestimmt. Weiterhin ist klar erkennbar, dass eine Vergrößerung der Fläche des geschützten Bereiches zu insgesamt geringeren Einstauhöhen führt.

## 2.5.2 Versagensdauer

Die Versagensdauer ist ein weiterer Faktor, der auf seinen Einfluss auf das Überflutungs geschehen untersucht wird. Wie bereits erwähnt (vgl. 2.3) wird die Versagensdauer zwischen 10 min und 3 h variiert. Die Versagensdauer beschreibt die zeitliche Dauer des Versagensprozesses von dem Beginn des Versagens der Dammstruktur bis zur vollständigen Ausbildung der Bresche. Für die Untersuchungen wird angenommen, dass aufgrund der steigenden hydrodynamischen Belastungen auf das Bauwerk die Ausbildung der Bresche mit Eintritt des Sturmflutscheitels beendet ist. Es wird angenommen, dass ein Abklingen der hydrodynamischen Belastungen nicht zu einer weiteren Entwicklung der Bresche führt. Der Versagensprozess wird in jeder Simulation entsprechend gesteuert. Die eingesteuerte Sturmflutganglinie hat ein Wiederkehrintervall von  $T = 200$  Jahren mit einer mittleren Fülle (vgl. Abb. 5). Die Breschenbreite wird zu 50 m festgelegt.

Zuerst soll der Einfluss der Versagensdauer auf die Einstauhöhen herausgearbeitet werden. Abb. 8 zeigt die Einstauhöhen als Funktion der Versagensdauer. Es ist zu erkennen, dass eine Verlängerung der Versagensdauer zu einer leichten Erhöhung der Einstauhöhen führt. Eine Verlängerung der Versagensdauer bedeutet hier ein zeitlich früher beginnendes Versagen und damit auch ein zeitlich früheres Einströmen des Wassers in den geschützten Bereich. Es kann demnach auch ein größeres Wasservolumen einströmen.

Allerdings ist dieser Einfluss im Vergleich zum Einfluss der Breschenbreite gering und somit für praktische Fragestellungen eher zu vernachlässigen (Gruhn et al. 2012).

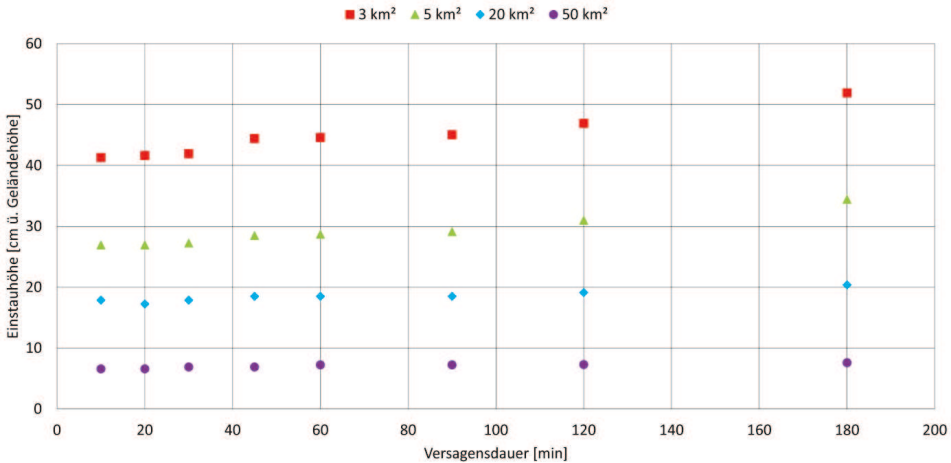


Abbildung 8: Maximale Einstauhöhe als Funktion der Versagensdauer.

### 2.5.3 Breschenlokation

Als Grundlage für diese Sensitivitätsbetrachtung wird ein Überflutungsgebiet mit einer Fläche von 5 km<sup>2</sup> gewählt. Hier werden zwei unterschiedliche Bathymetrien analysiert, um den Einfluss der Lokation einer Bresche auf das Überflutungsgeschehen zu untersuchen. Eine Bathymetrie weist eine ebene Geländeoberfläche auf, die andere Bathymetrie ist geneigt (Neigung 1:200). Die Lokationen der Breschen werden in der Bathymetrie mit der ebenen Geländeoberfläche entlang der Hochwasserschutzanlage (untere Begrenzung) variiert. In der Bathymetrie mit der geneigten Ebene werden die Lokationen der Breschen sowohl entlang der unteren als auch der rechten Begrenzung variiert (Abb. 9 und Abb. 10). Die eingesteuerte Sturmflutganglinie (vgl. 2.5.1) hat ein Wiederkehrintervall von  $T = 200$  Jahren. Die Versagensdauer wird zu  $t = 1$  h gewählt. Die Breschenbildung ist mit Eintritt des Sturmflutscheitels abgeschlossen.

Eine Variation der Breschenlokation entlang der südlichen Grenze der Bathymetrie bei ebener Geländeoberfläche hat praktisch keinen Einfluss auf die Einstauhöhen. Diese variieren zwischen 18 cm und 20 cm. Ähnlich verhält es sich bei einer Variation der Breschenlokation entlang der unteren Grenze für die Bathymetrie mit einer geneigten Ebene. Der Unterschied liegt in den höheren Einstauhöhen aufgrund der begrenzten Ausbreitung der Überflutung. Wird die Breschenlokation allerdings entlang der rechten Grenze der Bathymetrie variiert, kommt es zu einer raschen Abnahme der Einstauhöhen aufgrund der stark ansteigenden Geländehöhen. Die Fließgeschwindigkeiten im Überflutungsgebiet sind praktisch unabhängig von der Lokation der Breschen (Gruhn et al. 2012).

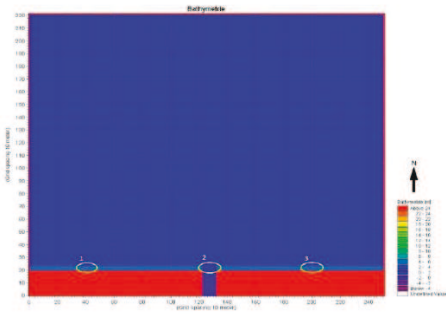


Abbildung 9: Ebene Bathymetrie mit den untersuchten Breschenlokalationen.

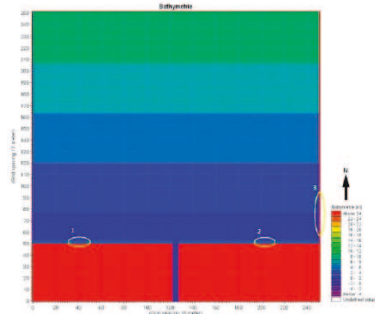


Abbildung 10: Geneigte Bathymetrie mit den untersuchten Breschenlokalationen.

### 2.5.4 Wiederkehrintervall

Für die Untersuchung des Einflusses des Wiederkehrintervalls bzw. des Sturmflutscheitelwasserstandes auf das Überflutungsgeschehen im geschützten Gebiet werden Sturmflutganglinien mittlerer Fülle für Ostseebedingungen (tideunbeeinflusste Sturmflut) mit den Wiederkehrintervallen  $T$ : 50 Jahre, 100 Jahre, 150 Jahre und 200 Jahre eingesteuert. Die Breschenbreite wird zu 50 m gewählt. Der Versagensprozess wird so gesteuert, dass dieser mit Eintritt des Sturmflutscheitelwasserstandes abgeschlossen ist (Gruhn et al. 2012).

Abb. 11 zeigt die maximalen Einstauhöhen als Funktion des eingesteuerten Wiederkehrintervalls. Wie erwartet, steigen die Einstauhöhen im geschützten Gebiet mit höherem Sturmflutscheitelwasserstand deutlich an.

Das Wiederkehrintervall der untersuchten Sturmfluten bzw. der Sturmflutscheitelwasserstände hat keinen signifikanten Einfluss auf die Verweildauer der maximalen Überflutung. Allerdings wird die Eintrittszeit der maximalen Überflutung von dem Wiederkehrintervall der Sturmflut beeinflusst. Mit kleiner werdendem Wiederkehrintervall tritt die maximale Überflutung zeitlich eher ein.

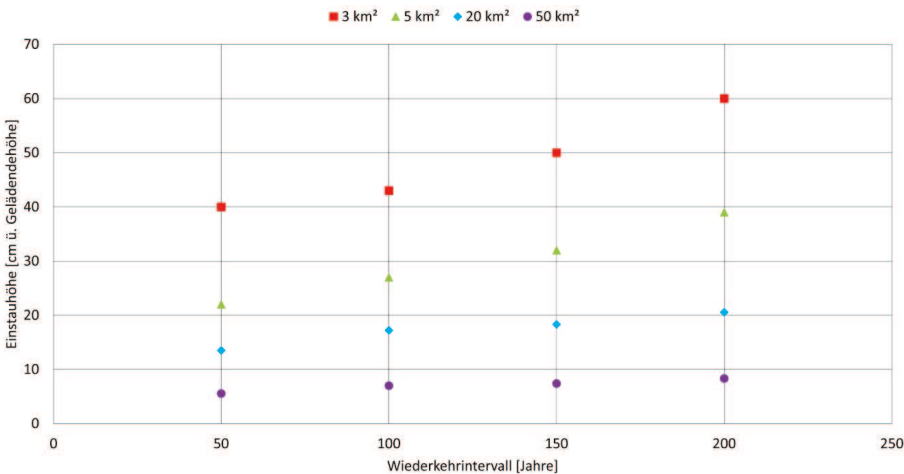


Abbildung 11: Einstauhöhen als Funktion des Wiederkehrintervalls der Sturmflut.



### 2.5.5 Sturmflutfülle

Für die Untersuchung des Einflusses der Sturmflutfülle auf das Überflutungsgeschehen wurden Sturmflutganglinien mit vier verschiedenen Wiederkehrintervallen und je drei unterschiedlichen Füllen abgeleitet. Die erste Form von Sturmflutganglinien ist von vergleichsweise kurzer Dauer bei einem hohen Sturmflutscheitelwasserstand. Die zweite Form von Sturmflutganglinien weist eine längere Dauer (größere Fülle) und einen vergleichsweise geringeren Scheitelwasserstand auf. Die dritte Form von Sturmflutganglinien weist die längste Dauer (Fülle) und die geringsten maximalen Sturmflutwasserstände auf (vgl. Abb. 5).

Als Grundlage für die Bestimmung der Sensitivität der Überflutung von der Sturmflutfülle wird die Bathymetrie mit einer Grundfläche von 5 km<sup>2</sup> gewählt. Die Breschenbreite wird zu 50 m gewählt und der Versagensprozess ist mit Eintritt der jeweiligen Sturmflutscheitelwasserstände abgeschlossen.

Die Ergebnisse (Abb. 12) zeigen, dass Sturmflutganglinien mit einer mittleren Dauer (Fülle) und einem etwas niedrigeren Scheitelwasserstand die höchsten maximalen Einstauhöhen verursachen. Sturmflutganglinien der anderen Formen (geringe Fülle, höherer Maximalwasserstand bzw. große Fülle, geringerer Maximalwasserstand) verursachen vergleichsweise niedrigere Einstauhöhen (Gruhn et al. 2012).

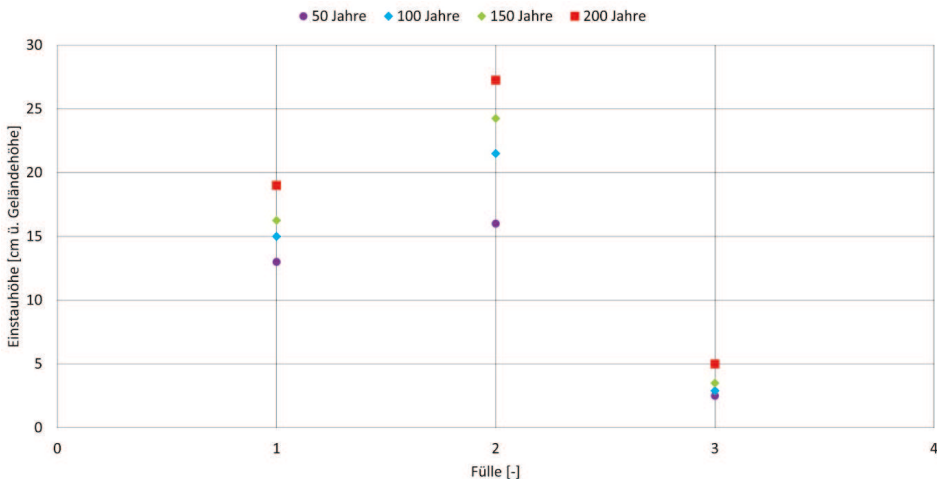


Abbildung 12: Maximale Einstauhöhe in Abhängigkeit von der Form der Sturmflutganglinien.

Es wird geschlussfolgert, dass Sturmfluten mit einer mittleren Dauer und etwas niedrigeren Scheitelwasserständen möglicherweise größere Schäden erzeugen als andere Sturmflutverläufe mit gleichen Eintrittswahrscheinlichkeiten und somit auch ein höheres Risiko erzeugen.

Erwartungsgemäß ist die Verweildauer der maximalen Überflutung bei Sturmflutganglinien mit langer Dauer am größten und bei Sturmflutganglinien mit einer kürzeren Dauer entsprechend kleiner.

2.5.6 Tidebeeinflusste Sturmflutganglinien

Als Grundlage für die Simulationen zur Bewertung des Einflusses der Tide auf das Überflutungsgeschehen wird eine Überflutungsfläche mit einer Fläche von 5 km<sup>2</sup> gewählt. Die Breschenbreite wird auf 50 m festgelegt. Der Versagensprozess wird so gesteuert, dass die Bresche mit Eintritt des Scheitelwasserstandes der eigentlichen Sturmflide abgeschlossen ist.

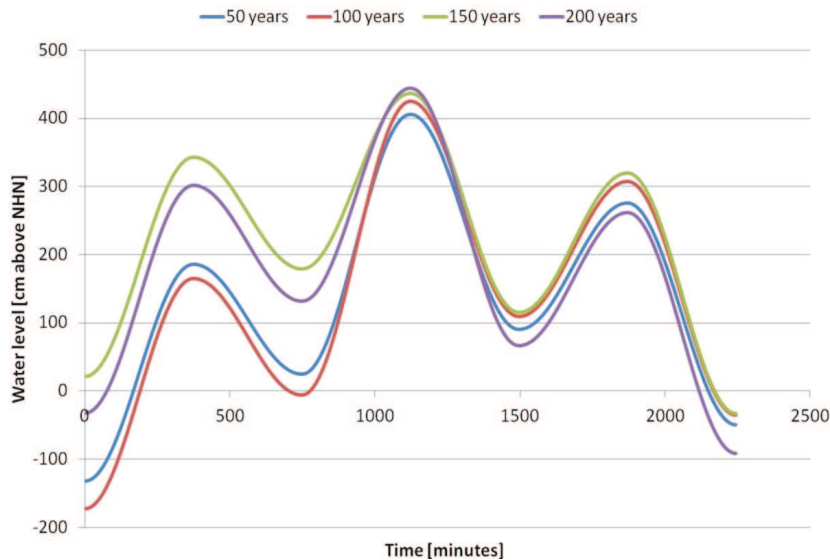


Abbildung 13: Untersuchte Sturmflutganglinie für die verschiedenen Wiederkehrintervalle.

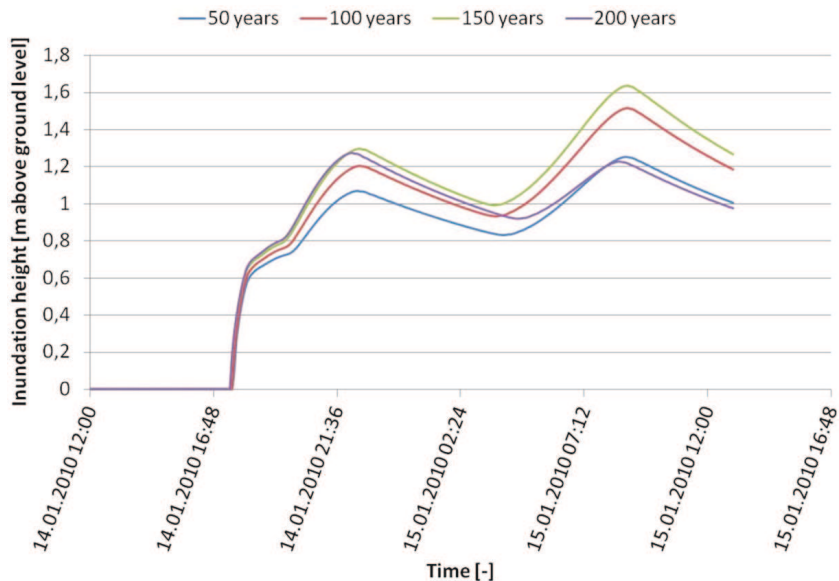


Abbildung 14: Zeitreihe der Einstauhöhen.

Die höchsten Sturmflutwasserstände treten während der Haupt-Sturmfluttide auf (Abb. 13). Die höchsten Werte für den Einstau im Überflutungsgebiet treten jedoch während der nachfolgenden Tide auf (Abb. 14). D. h., der Maximalwasserstand im Überflutungsgebiet wird durch die der Hauptsturmfluttide nachfolgenden Tide beeinflusst und kann für eine Sturmflut mit geringer Eintrittswahrscheinlichkeit (große Wiederkehrintervall) der Hauptsturmfluttide im Einzelfall höher sein als für Sturmflut mit einer größeren Eintrittswahrscheinlichkeit (Gruhn et al. 2012). Ein Beispiel ist in Abb. 13 und Abb. 14 dargestellt. Vergleicht man die Einstauhöhen, die hier durch eine 150-jährliche und eine 200-jährliche Sturmflut verursacht werden, so wird deutlich, dass der Tidefall der Haupt-Sturmfluttide der 150-jährlichen Sturmflut vergleichsweise gering ausfällt und somit das nachfolgende Tidehochwasser vergleichsweise hoch ausfällt. Dies führt zu hohen Einstauhöhen im Überflutungsgebiet. Im Gegensatz dazu ist der Tidefall der Haupt-Sturmfluttide der 200-jährlichen Sturmflut relativ stark und das Tidehochwasser der nachfolgenden Tide entsprechend eher niedrig. Das Resultat sind entsprechend geringere Einstauhöhen (Gruhn et al. 2012).

### 3 Überflutungsmodellierung Markgrafenheide

#### 3.1 Das Untersuchungsgebiet

Neben den Sensitivitätsuntersuchungen wurden im Vorhaben HoRisk Überflutungsmodellierungen für ausgewählte Küstengebiete der deutschen Nordseeküste und der deutschen Ostseeküste als Grundlage für die Risikobetrachtungen durchgeführt. Im Einzelnen wurden im Zuge der Projektbearbeitung zwei Standorte in Niedersachsen, zwei Standorte in Schleswig-Holstein sowie zwei Standorte in Mecklenburg-Vorpommern untersucht. Hier werden beispielhaft die Untersuchungen für das Modellgebiet Markgrafenheide in Mecklenburg-Vorpommern dargestellt.

Die Ortschaft Markgrafenheide gehört zum Stadtgebiet der Hansestadt Rostock und liegt wenige Kilometer nordöstlich der Innenstadt. Markgrafenheide erstreckt sich über eine Fläche von ca. 107 ha und ist durch einen Ring von Hochwasserschutzanlagen gegen Überflutung geschützt. Durch den allseitigen Schutz stellt sich die Ortschaft als ein abgeschlossenes System dar, in dem die Auswirkungen verschiedener Faktoren (Lage und Breite der Bresche, Versagensbeginn, Sturmflutscheitelwasserstand, Oberflächenrauheit) auf das Überflutungsgeschehen vergleichsweise gut untersucht werden können.

Ein Lageplan für Markgrafenheide und Umgebung ist in Abb. 15 dargestellt. Die Ortschaft liegt zwischen der Ostsee und dem südlicher gelegenen Radelsee, der über den Moorgaben und den Breitling mit der Ostsee verbunden ist (vgl. Abb. 15). Hier werden die Wasserstände aufgrund der kurzen Fließwege praktisch nicht gedämpft. Extreme Sturmflutwasserstände der Ostsee können somit praktisch entlang der gesamten Schutzlinie der Gemeinde Markgrafenheide auftreten (Gruhn et al. 2010).

Seeseitig ist Markgrafenheide durch einen breiten und hohen Strand sowie eine breite Hochwasserschutzdüne (Vollschutzdüne, Abb. 16 – grün gestrichelt) geschützt. Südlich an die Hochwasserschutzdüne schließt sich eine Hochwasserschutzwand (Abb. 16 – rot gepunktet) an, an die am südlichen Ende ein Deich (Landesküstenschutzdeich, Abb. 16 – gelb durchgezogen) grenzt. Östlich des Landesküstenschutzdeiches schließt eine kurze Hochwasserschutzmauer an. Den größten Teil der östlichen Hochwasserschutzlinie bildet

wiederum ein Deich, der im Norden von Markgrafenheide seinerseits in die Hochwasserschutzdüne einbindet (StALUM MM 2009).



Abbildung 15: Markgrafenheide und Umgebung (Quelle: Google Earth).



Abbildung 16: Hochwasserschutzanlagen um Markgrafenheide.

## 3.2 Untersuchte Einflussgrößen

Als Grundlage für die Bewertung der Überflutungsszenarien werden vorab die wesentlichen Einflussgrößen festgelegt, welche mutmaßlich (vgl. Kap. 2) das Überflutungsgeschehen, d. h. die Überflutungsfläche sowie die Einstauhöhe, beeinflussen. Im Einzelnen sind dies (Gruhn 2010):

- Lage, Breite und Tiefe der Bresche
- Versagensbeginn während der Sturmflut
- Art des Küstenschutzsystems
- Dauer und Verlauf des Bauwerksversagens
- Sturmflutverlauf und Sturmflutscheitelwasserstand, Tideeinfluss
- Bebauung und Oberflächenrauheit innerhalb des Untersuchungsgebiets
- Topographie innerhalb des Untersuchungsgebiets
- Entwässerungskanäle bzw. -bauwerke

Im Folgenden werden die Einflüsse im Einzelnen beschrieben und die für die Modellläufe gewählten Größen festgelegt.

### 3.2.1 Lokation der Bresche

Um den Einfluss der Lage der Bresche auf das Überflutungsgeschehen zu untersuchen, wurden verschiedene Versagensorte zunächst frei gewählt. Diese befinden sich auf dem nördlichen bzw. südlichen Ende der seeseitigen Hochwasserschutzdüne sowie im zentralen Bereich der Hochwasserschutzdüne. Auf der südlichen Deichstrecke befinden sich die Versagensorte am westlichen sowie östlichen Rand der Deichstrecke sowie mittig auf der Deichstrecke. Zudem wird vergleichend eine Lokation entlang der östlichen Deichstrecke untersucht. Die gewählten Breschenlokationen sind in Abb. 17 (Ellipsen) dargestellt (Gruhn 2010, Gruhn et al. 2010).



Abbildung 17: Versagenslokationen entlang der Hochwasserschutzanlagen.

### 3.2.2 Breschenbreite und -entwicklung

Die Breite der Bresche wird auf der Grundlage von Angaben im Schrifttum (vgl. Führböter 1987) zwischen 25 m und 200 m variiert. Die Breschenentwicklung wird als deterministisch angenommen. Für die zeitliche Entwicklung der Deichbrüche werden folgende Fixpunkte angenommen (Reese 2003):

- vertikale Entwicklung: 20 min
- horizontale Entwicklung

25 m Bresche		50 m Bresche		100 m Bresche		200 m Bresche	
7,5 min.	40 %	10 min.	40 %	15 min.	40 %	30 min.	40 %
14 min.	66 %	20 min.	66 %	30 min.	66 %	60 min.	66 %
22,5 min.	83 %	30 min.	83 %	60 min.	100 %	90 min.	90 %
30 min.	100 %	40 min.	100 %			120 min.	100 %

Zwischen diesen zur Beschreibung der Breschenentwicklung festgelegten Fixpunkten erfolgt die Entwicklung linear. Der Querschnitt der Bresche wird als Trapezquerschnitt angenommen (Visser 1998, Zhu 2006).

### 3.2.3 Beginn des Versagens

Da im Schrifttum keine Angaben über den Einfluss des Versagensbeginns während der Sturmflut auf das Überflutungsgeschehen zu finden sind, wurden verschiedene Varianten untersucht, in denen der Zeitpunkt des Versagensbeginns variiert wurde. So wird der Beginn des Versagens auf vier Stunden vor bzw. vier Stunden nach Erreichen des Sturmflutscheitels sowie eine bzw. zwei Stunden vor Erreichen des Sturmflutscheitels festgelegt (Gruhn 2010).

### 3.2.4 Wasserstandsverlauf und Sturmflutscheitelwasserstand

Um den Einfluss des Sturmflutscheitelwasserstandes zu untersuchen, werden aus vorhandenen Wasserstandsdaten des WSA-Pegels Warnemünde drei Ganglinien mit unterschiedlicher Jährlichkeit (T: 100 Jahre, 150 Jahre und 200 Jahre) des Scheitelwasserstandes generiert. Hierzu wurde aus den verfügbaren Wasserstandsdaten eine Stichprobe von 30 Ereignissen aus einem Beobachtungszeitraum von 54 Jahren nach der Peak-over-Threshold-Methode ausgewählt. Auf diese Stichprobe wurden univariate statistische Methoden angewendet mit dem Ziel, Wasserstandsganglinien mit Wiederkehrintervallen (T) von 100 Jahre, 150 Jahren und 200 Jahren zu generieren. Die statistischen Untersuchungen wurden in zwei Teilschritten vorgenommen. Zum einen wurden die Scheitelwasserstände der ausgewählten Ereignisse betrachtet, um einen maximalen Wasserstand bzgl. eines bestimmten Wiederkehrintervalls extrapolieren zu können. Zum anderen wurden die Dauern der Ereignisse untersucht, um diese mit dem extrapolierten Wasserstand zu verknüpfen und eine Ganglinie für die numerischen Simulationen zu generieren. Das Verfahren ist in Gruhn (2010) beschrieben. Des Weiteren wird eine Ganglinie abgeleitet, deren Scheitelwasserstand dem Bemessungshochwasserstand für Markgrafenheide (HN+3,00 m) entspricht. Die für die numerischen Simulationen verwendeten



Wasserstandsganglinien sind in Abb. 18 zusammenfassend dargestellt (Gruhn 2010, Gruhn et al. 2010).

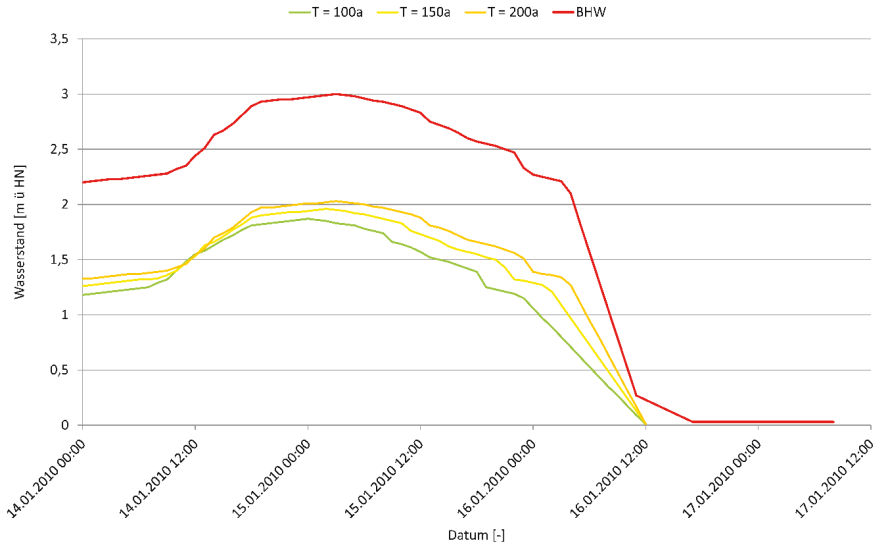


Abbildung 18: Wasserstandsganglinien als Randbedingung für die Simulationen.

### 3.2.5 Bebauung und Oberflächenrauheit

Der Einfluss der Oberflächenrauheit innerhalb des geschützten Bereichs auf das Überflutungsgeschehen wird ebenfalls untersucht. Dazu werden aufgrund einer Literaturrecherche (vgl. DVWK 1990) typische Werte für die Oberflächenrauheit festgelegt und auf das Untersuchungsgebiet angewendet. Für die Untersuchungen werden folgende Manning-Strickler-Beiwerte für die Oberflächenrauheit gewählt:

- $k_{St} = 32 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$  (Standardwert in Mike 21)
- $k_{St} = 25 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$  (Ackerfläche, Flächen mit Gestrüpp und hohem Gras)
- $k_{St} = 15 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$  (Fläche mit mitteldichtem bis dichtem Gestrüpp)
- $k_{St} = 10 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$  (Gestrüpp im Sommer)
- $k_{St} = 5 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$  (dichter Baumbestand/Forst)

Die Oberflächenrauheitsbeiwerte werden über das gesamte Untersuchungsgebiet als einheitlich angenommen.

Die Untersuchungen werden szenarienbasiert durchgeführt (Tab. 1). Um eine Vergleichbarkeit der Ergebnisse zu gewährleisten, wird jeweils nur ein Parameter variiert. Alle weiteren Parameter und Systemeinstellungen bleiben unverändert. Die Vergleichsparameter sind:

- Breschenbreite 100 m
- Breschenlokation mittig auf der Dünenstrecke
- Versagensdauer eine Stunde
- Versagensbeginn vier Stunden vor Eintritt des Sturmflutscheitels
- Oberflächenrauheit  $k_{St} = 32 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$



Um die Größe der Ausgabedatei zu verringern und um die Rechenzeit pro Szenario zu verkürzen, wird die Auflösung der Bathymetrie auf  $\Delta x = \Delta y = 5 \text{ m}$  festgelegt (Gruhn 2010, Gruhn et al. 2010).

### 3.3 Das Numerische Modell – Mike 21

Die numerischen Untersuchungen werden mit dem Programmsystem Mike 21 durchgeführt. Mike 21 ist ein modular aufgebautes numerisches System, u. a. zur 2D-Berechnung von Strömungen mit freier Oberfläche (DHI 2008). Das Modell wird u. a. zur Simulation von hydrodynamischen Vorgängen in Oberflächengewässern herangezogen. Für die vorgenommenen Sensitivitätsanalysen wird das Hydrodynamik-Modul Mike 21 HD verwendet. Grundlage für die Berechnungen mit Mike 21 HD bildete die Bathymetrie von Markgrafenheide. Diese wurde aus einem vom StALU MM bereitgestellten digitalen Geländemodell (Auflösung  $\Delta x = \Delta y = 1 \text{ m}$ ) auf der Grundlage von Laserscanbefliegungen generiert. Dazu wurden die Daten, vorliegend in einem xyz-Dateiformat, mithilfe des Programms Surfer 9 aufbereitet und in eine für das Programm Mike 21 verwertbare Datenstruktur umgewandelt. In den Simulationen wird eine zeitlich veränderliche Bathymetrie zur numerischen Simulation des Bauwerksversagens (Deichversagen/Versagen der Hochwasserschutzdüne) verwendet. Alle Veränderungen in der Bathymetrie, d. h. die Initialisierung und Entwicklung der Bresche sowie die Festlegung des Versagensortes, erfolgen in Mike 21. Die Zeitschrittweite zwischen den Entwicklungsstufen der Bathymetrien wird in Abhängigkeit der Breschenentwicklung und der Gesamtversagensdauer, aber immer äquidistant, gewählt.

Die verwendeten Wasserstandsganglinien (vgl. Abb. 5, Abb. 18) werden als Textdateien in Mike 21 importiert. Die Wasserstandsganglinie ist eine Zeitreihe der Sturmflutwasserstände mit einer zeitlichen Auflösung von einer Stunde. Die Gesamtsimulationsdauer beträgt 80 Stunden. Mike 21 ist in der Lage, die Größe des Berechnungsgebiets während der Simulation anzupassen.

Die Oberflächenrauheiten werden im Modell Mike 21 über den Manning-Strickler-Beiwert ( $k_{st} [\text{m}^{1/3}/\text{s}]$ ) berücksichtigt. Die Standardeinstellung von  $k_{st} = 32 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$  wurde für die Untersuchungen zum Einfluss der Oberflächenrauheit entsprechend (Tab. 1) geändert.

Die räumliche Auflösung der Ergebnisse wurde analog zur Bathymetrie zu  $\Delta x = \Delta y = 5 \text{ m}$  gewählt.

Für jeden Ausgabepunkt und jeden Ausgabezeitschritt lagen die folgenden Parameter vor:

- die aktuelle Bathymetrie (Landslides Option aktiviert)
- die aktuelle Wassertiefe über dem Gelände
- der aktuelle Wasserstand
- die Durchflüsse in x- und in y-Richtung

### **3.4 Auswertung der numerischen Untersuchungen**

#### **3.4.1 Einfluss der Breschenbreite**

Die Breschenbreite wird zwischen 25 m und 200 m variiert (Tab. 1), um den Einfluss der Breschenbreite auf das Überflutungsgeschehen zu untersuchen. Der für die Simulationen angenommene Versagensort ist in Abb. 17 dargestellt. Dieser liegt auf der seeseitigen Dünenstrecke etwas nördlich der Senke, die sich nördlich der Warnemünder Straße befindet. Der Scheitelwasserstand der eingesteuerten Wasserstandsganglinie entspricht dem Bemessungswasserstand für Markgrafenheide (Abb. 18). Das Versagen beginnt in allen vier Simulationen vier Stunden vor Eintreten des Sturmflutscheitelwasserstands. Die Dauer bis zur vollständigen Ausbildung der Bresche richtet sich nach der jeweiligen Breschenbreite (Tab. 1) (Gruhn 2010, Gruhn et al. 2010).

Da der Versagensort unverändert bleibt, ist die räumliche Ausbreitung der Überflutung in den Simulationen vom Grundsatz her vergleichbar. Zunächst strömen die Wassermassen den fallenden Geländehöhen folgend in die Senke (Abb. 19a). Sobald die Senke gefüllt ist, wird die Warnemünder Straße (Abb. 19b) überströmt und der südliche Teil von Markgrafenheide überflutet. Während sich die Wassermassen in Richtung Süden ausbreiten, setzt sich die Überflutung ebenfalls in östliche Richtung fort. Bald darauf wird auch das östliche Ende der Warnemünder Straße überströmt (Abb. 19c). Auf diese Weise werden erst die tiefer gelegenen Gebiete im Süden überflutet, bevor sich die Überflutung nach Norden fortsetzt (Abb. 19d).

Tabelle 1: Simulationsszenarien.

Szenario	Breschenlokalisation	Breschenbreite [m]	Scheitelwasserstand [muHN]	Versagensbeginn	Versagensdauer [min]	k <sub>St</sub> -Beiwert [m <sup>1/3</sup> /s]
Breschenbreite	Dünenstrecke - nördlich der Senke	200	3	14.01.2010 23:00	120	32
	Dünenstrecke - nördlich der Senke	100	3	14.01.2010 23:00	60	32
	Dünenstrecke - nördlich der Senke	50	3	14.01.2010 23:00	40	32
	Dünenstrecke - nördlich der Senke	25	3	14.01.2010 23:00	30	32
Breschenlage	Dünenstrecke - mittig	100	3	14.01.2010 23:00	60	32
	östliche Deichstrecke - mittig	100	3	14.01.2010 23:00	60	32
	südliche Deichstrecke - mittig	100	3	14.01.2010 23:00	60	32
	Deich- bzw. Dünenstrecke - jeweils mittig	100	3	14.01.2010 23:00	60	32
9	Dünenstrecke - in der Senke	100	3	14.01.2010 23:00	60	32
10	Dünenstrecke - in der Feriensiedlung	100	3	14.01.2010 23:00	60	32
11	südliche Deichstrecke - östliches Ende	100	3	14.01.2010 23:00	60	32
12	südliche Deichstrecke - westliches Ende	100	3	14.01.2010 23:00	60	32
Oberflächenrauigkeit des Geländes	Dünenstrecke - mittig	100	3	14.01.2010 23:00	60	25
	Dünenstrecke - mittig	100	3	14.01.2010 23:00	60	15
	Dünenstrecke - mittig	100	3	14.01.2010 23:00	60	10
	Dünenstrecke - mittig	100	3	14.01.2010 23:00	60	5
Sturmflutscheitelwasserstand	südliche Deichstrecke - mittig	100	3	14.01.2010 23:00	60	32
	südliche Deichstrecke - mittig	100	3	14.01.2010 22:00	60	32
	südliche Deichstrecke - mittig	100	3	14.01.2010 20:00	60	32
	Dünenstrecke - mittig	100	3	15.01.2010 02:00	60	32
Versagenszeitpunkt während der Sturmflut	Dünenstrecke - mittig	100	3	15.01.2010 06:00	60	32
21	Dünenstrecke - mittig	100	3	15.01.2010 06:00	60	32

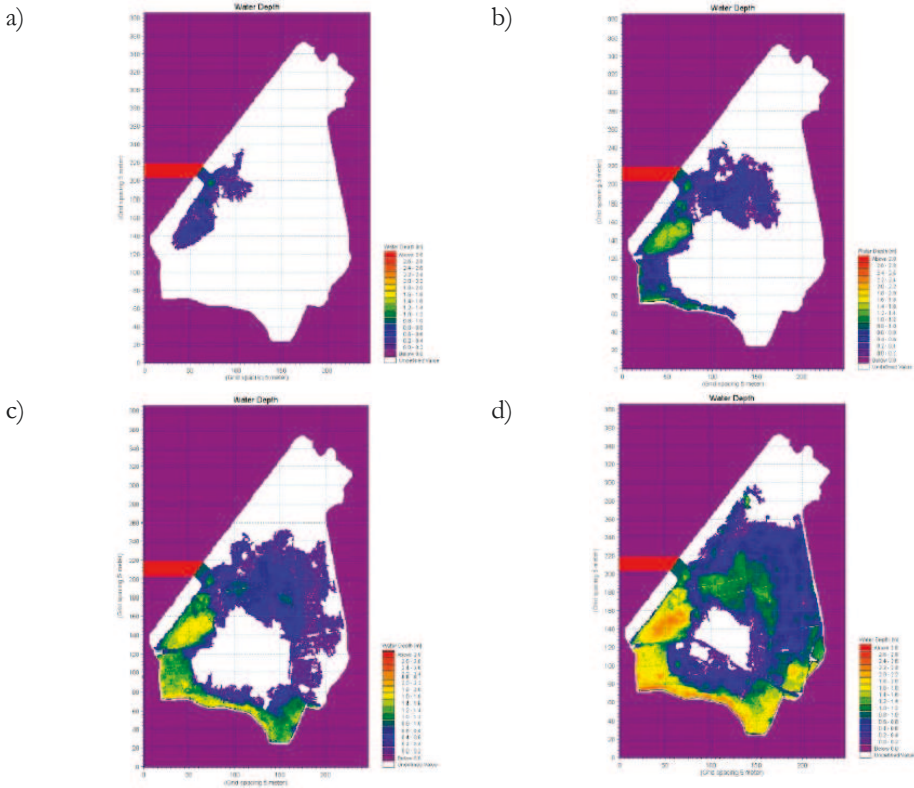


Abbildung 19: Räumliche Entwicklung der Überflutung bei einem Versagen der Düne nördlich der Senke.

In Abb. 20 sind die Überflutungsflächen zwei Stunden nach Versagensbeginn dargestellt. Die Breschenbreite wirkt sich auf das zeitliche Fortschreiten der Überflutung aus. Die Überflutung dehnt sich mit breiter werdender Bresche weiter aus (Abb. 20).

Die Ergebnisse der Berechnungen sind als Überflutungsflächen in Abb. 21 dargestellt. In Tab. 2 sind die resultierenden Überflutungsflächen zusammenfassend dargestellt. Insgesamt sind die Unterschiede in den Überflutungsflächen mit ca. 2 ha gering. Die Überflutungsflächen ergeben sich aus den nassen Zellen des Modells. Wie erwartet ergibt sich die größte Fläche für eine 200 m breite Bresche. Ist die Bresche nur 25 m breit, so ist die Fläche entsprechend deutlich geringer. Es ist zu erkennen, dass mit zunehmender Breite der Bresche die resultierende Überflutungsfläche zunimmt. Eine Unregelmäßigkeit zeigt sich in der Größe der Überflutungsfläche, die sich in der Simulation mit der 100-m-Bresche ergibt. In dieser ist die Überflutungsfläche ca. 789.150 m<sup>2</sup> groß und somit größer als die Überflutungsfläche in der Simulation mit der 200-m-Bresche. Grund hierfür sind die auf wenigen Quadratmetern zusätzlich überfluteten Dünenbereiche nördlich und südlich der Bresche, die durch die 200 m breite Bresche eingeebnet werden (Gruhn 2010, Gruhn et al. 2010). In den durchgeführten Sensitivitätsuntersuchungen wurde der Einfluss der Breschenbreite auf die Einstauhöhen untersucht (vgl. Kap. 2.5.1). Es zeigt sich, dass mit steigender Breschenbreite die Einstauhöhe ebenfalls steigt und sich einem

„Grenzwert“ nähert. Dieser Trend konnte hier grundsätzlich bestätigt werden (vgl. Abb. 20), wobei in einem realen Untersuchungsgebiet mit sehr heterogenen Geländehöhen die Einstauhöhen maßgeblich durch die Geländehöhen bestimmt werden.

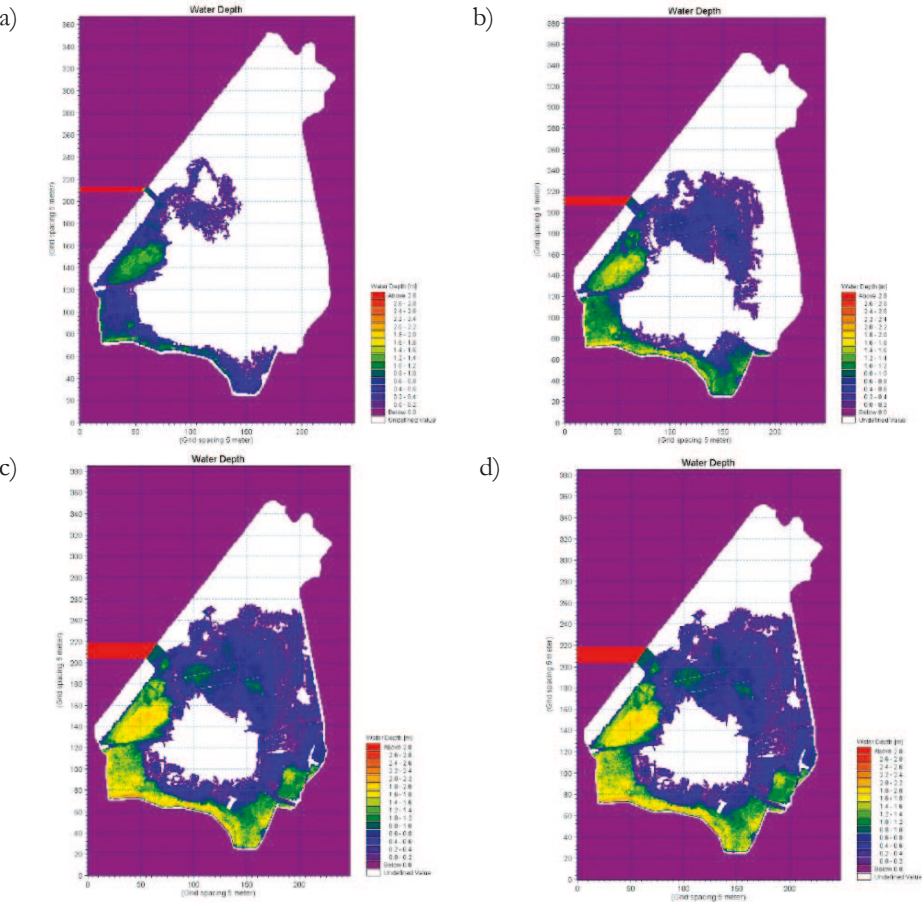


Tabelle 3: Überflutete Restfläche für die untersuchten Breschenbreiten.

	Szenario 1	Szenario 2	Szenario 3	Szenario 4
Breschenbreite [m]	200	100	50	25
Fläche [m <sup>2</sup> ]	20.902	20.928	20.958	20.937

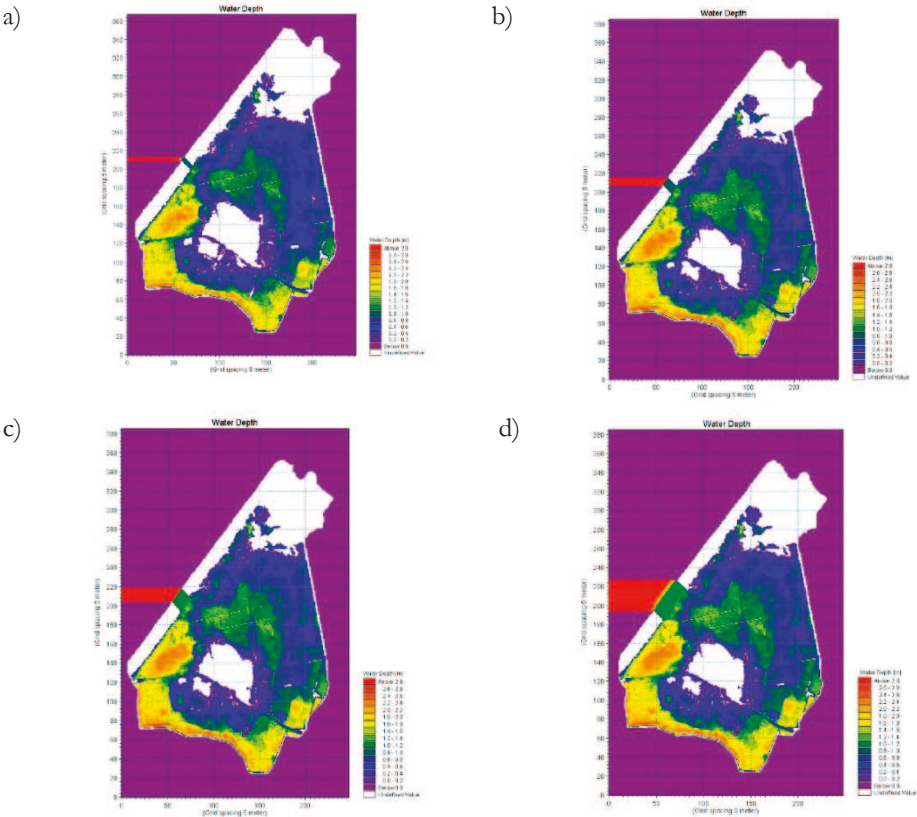


Abbildung 21: Maximale Überflutungsfläche für eine a) 25-m-Bresche, b) 50-m-Bresche, c) 100-m-Bresche und d) 200-m-Bresche.

### 3.4.2 Einfluss der Lokation der Bresche

Der zweite untersuchte Parameter, der das Überflutungsgeschehen beeinflusst, ist die Lage der Bresche. Für die vergleichenden Untersuchungen werden die Orte des Bauwerksversagens sowohl auf der Dünenstrecke als auch auf den beiden Deichstrecken im Süden und Osten von Markgrafenheide lokalisiert (vgl. Abb. 17). Die Breschenbreite wird auf 100 m festgelegt. Die eingesteuerte Wasserstandsganglinie entspricht der Wasserstandsganglinie mit dem Bemessungshochwasserstand Markgrafenheide.

Die Lage der Bresche hat aufgrund der Geländehöhen innerhalb von Markgrafenheide vor allem auf die räumliche Entwicklung der Überflutung einen Einfluss. Versagt die Düne nördlich der Senke (vgl. Abb. 17), wird diese aufgrund der niedrigen Geländehöhe zuerst aufgefüllt, bevor die Warnemünder Straße überströmt und der südliche Teil von



Markgrafenheide überflutet wird. Steigt der Wasserstand weiter an, setzt sich die Überflutung nach Nordosten fort und umströmt den südlichen Ortskern, bevor die Wassermassen im Südosten der Ortschaft aufeinandertreffen. Ein weiteres Ansteigen des Wasserstandes bewirkt jetzt ein verstärktes Ausbreiten der Überflutung in Richtung Norden (vgl. Abb. 19). Versagt die Düne auf Höhe dieser Senke, ist das Überflutungsgeschehen vergleichbar (Gruhn 2010, Gruhn et al. 2010).

Ein Versagen der Düne noch weiter nördlich, d. h. jetzt mittig auf der Dünenstrecke (vgl. Abb. 17), verändert das Überflutungsgeschehen derart, dass sich die Überflutung zunächst relativ gleichmäßig zu allen Seiten ausbreitet (Abb. 22a). Eine weitere Überflutung der nördlichen Bereiche der Ortschaft wird aber aufgrund der stark ansteigenden Geländehöhe zunächst behindert. Erst wenn der Wasserstand deutlich ansteigt, strömt das Wasser weiter in Richtung Norden. Aufgrund der nach Süden abfallenden Geländehöhen breitet sich die Überflutung primär in diese Richtung aus. Es wird der südliche Ortskern umströmt und die Warnemünder Straße überflutet (Abb. 22b), bevor die Wassermassen an der südlichen Grenze von Markgrafenheide aufeinandertreffen (Abb. 22c) (Gruhn 2010, Gruhn et al. 2010).

Ein Versagen des östlichen Landesschutzdeiches (vgl. Abb. 19), etwa auf gleicher Höhe, bewirkt ein vergleichbares Überflutungsgeschehen wie in Abb. 22. Der wesentliche Unterschied besteht darin, dass sich die Überflutung in Richtung Westen ausbreitet.

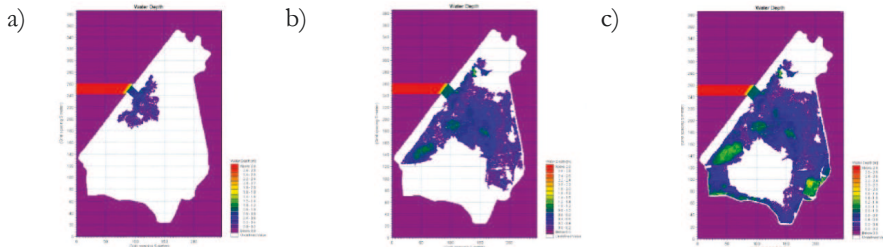


Abbildung 22: Zeitliche Entwicklung der Überflutung für ein Versagen mittig auf der Düne.

Bei einem Versagen mittig auf der südlichen Deichstrecke erfolgt die Ausbreitung der Überflutung gleichmäßig nach Osten und Westen (Abb. 23a). Die Warnemünder Straße wird an beiden Enden nahezu gleichzeitig überströmt (Abb. 23b). Eine Ausbreitung der Überflutung nach Norden erfolgt ebenfalls gleichmäßig (Abb. 23c) (Gruhn et al. 2010).

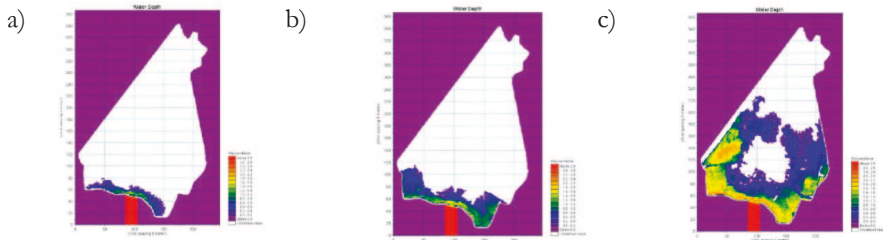


Abbildung 23: Räumliche Entwicklung der Überflutung für ein Versagen mittig auf dem südlichen Deich.

Versagt der südliche Deich am westlichen Ende, bewirkt dies eine eingeschränkte Ausbreitung der Wassermassen nach Osten aufgrund der ansteigenden Geländehöhen und



eine hauptsächliche Ausbreitungsrichtung nach Norden (Abb. 24a). Durch die überwiegende Ausbreitung nach Norden wird das westliche Ende der Warnemünder Straße eher überströmt als das östliche Ende der Straße (Abb. 24b). Die Überflutung breitet sich nach Überströmen der Warnemünder Straße gleichmäßig nach Norden aus (Abb. 24c).

Versagt der südliche Deich am östlichen Ende, stellt sich das Überflutungsgeschehen südlich der Warnemünder Straße in umgekehrter Weise als in Abb. 24 dar. Die Überflutung setzt sich jetzt primär in Richtung Westen fort. Das Überflutungsgeschehen nördlich der Warnemünder Straße ist mit dem vorangegangenen Fall vergleichbar (Gruhn 2010, Gruhn et al. 2010).

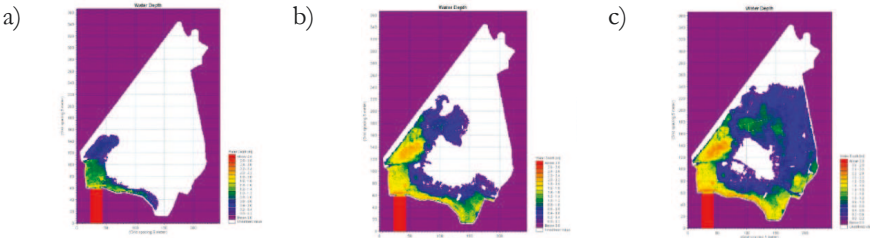


Abbildung 24: Räumliche Entwicklung der Überflutung für ein Versagen am westlichen Ende des südlichen Deiches.

Die Ergebnisse der Untersuchungen sind zusammenfassend in Abb. 25 dargestellt.

Die Lage der Bresche hat keinen signifikanten Einfluss auf die maximale Ausdehnung der Überflutungsflächen (Tab. 4). Der Grund hierfür ist die gewählte Wasserstandsganglinie. Ihr Scheitelwasserstand entspricht dem Bemessungshochwasserstand für Markgrafenheide. Parallel wurden auch Ganglinien mit geringeren Scheitelwasserständen untersucht. Diese ergaben jedoch bei dem Großteil der untersuchten Versagensorte keine Überflutungen, da die Scheitelwasserstände niedriger liegen als die Geländehöhen in Markgrafenheide.

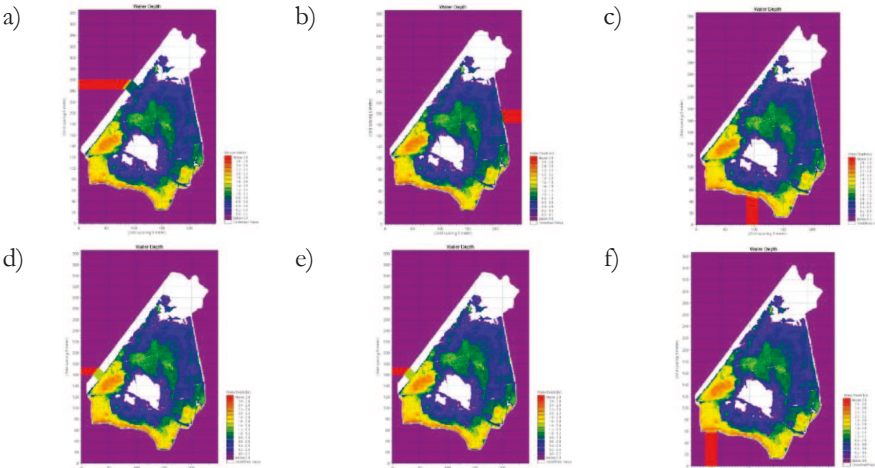


Abbildung 25: Maximale Überflutungsflächen für verschiedene Versagensloktionen a) Szenario 5, b) Szenario 6, c) Szenario 7, d) Szenario 9, e) Szenario 11 und f) Szenario 12.

Betrachtet man die verbleibenden Überflutungsflächen nach Abklingen der Sturmflut, zeigt sich ein deutlicher Einfluss der Lage. Es gibt ein Nord-Süd-Gefälle in der Größe der verbleibenden Überflutungsflächen (Tab. 5). Auch hier sind die nach Süden abfallenden Geländehöhen erneut ausschlaggebend. Befinden sich die Breschen auf der südlichen Deichstrecke, strömen größere Wassermassen wieder aus Markgrafenheide heraus, und die verbleibende Überflutungsfläche ist entsprechend kleiner. Je nördlicher die Breschen angeordnet sind, desto größer sind die verbleibenden überfluteten Flächen. Die Geländehöhen liegen hier deutlich höher und fallen zu den Breschen hin weniger stark ab (Gruhn 2010, Gruhn et al. 2010).

Tabelle 4: Maximale Überflutungsflächen in Abhängigkeit der Breschenlokation.

	<b>Szenario 5</b>	<b>Szenario 6</b>
Lage der Bresche	Dünenstrecke - mittig	östliche Deichstrecke - mittig
Fläche [m²]	788.125	789.425

	<b>Szenario 7</b>	<b>Szenario 9</b>
Lage der Bresche	südliche Deichstrecke - mittig	Dünenstrecke - in der Senke
Fläche [m²]	789.975	789.725

	<b>Szenario 11</b>	<b>Szenario 12</b>
Lage der Bresche	südliche Deichstrecke - östliches Ende	südliche Deichstrecke - westliches Ende
Fläche [m²]	789.735	789.550

Tabelle 5: Überflutete Restfläche in Abhängigkeit der Breschenlokation.

	<b>Szenario 5</b>	<b>Szenario 6</b>
Lage der Bresche	Dünenstrecke - mittig	östliche Deichstrecke - mittig
Fläche [m²]	597.475	596.800

	<b>Szenario 7</b>	<b>Szenario 9</b>
Lage der Bresche	südliche Deichstrecke - mittig	Dünenstrecke - in der Senke
Fläche [m²]	430.350	495.300

	<b>Szenario 11</b>	<b>Szenario 12</b>
Lage der Bresche	südliche Deichstrecke - östliches Ende	südliche Deichstrecke - westliches Ende
Fläche [m²]	454.225	428.875

### 3.4.3 Einfluss der Oberflächenrauheit

Zur Abschätzung des Einflusses der Oberflächenrauheit auf das Überflutungsgeschehen wurden Simulationsrechnungen mit verschiedenen Oberflächenrauheiten durchgeführt (Tab. 1). Die Rauheiten (Rauheitsbeiwerte) wurden für das Gebiet Markgrafenheides jeweils als einheitlich angenommen und in den Simulationen entsprechend definiert. Der Versagensort lag mittig auf der Dünenstrecke (vgl. Abb. 17). Die Breschenbreite beträgt 100 m. Das Versagen beginnt jeweils vier Stunden vor Eintreten des Sturmflutschritels.

Die Ausbildung der Bresche dauert eine Stunde. Für den gewählten Fall breitet sich den fallenden Geländehöhen folgend die Überflutung primär nach Süden und Südosten aus. Die weitere Ausbreitung nach Norden ist durch die steigenden Geländehöhen behindert. Ein weiteres Ansteigen des Wasserstandes bewirkt allerdings auch hier eine gewisse Ausbreitung der Überflutung nach Norden (vgl. Abb. 22).

Auf die grundsätzliche räumliche Überflutungsentwicklung hat die Oberflächenrauheit keinen Einfluss. Anders verhält es sich mit der zeitlichen Entwicklung der Überflutung. In Abb. 26 sind die überfluteten Flächen drei Stunden nach Versagensbeginn dargestellt. Zusammenfassend ist festzustellen, dass mit sinkendem Rauheitsbeiwert - also wachsender Rauheit - die Überflutung des Geländes langsamer erfolgt.

Genau wie die Oberflächenrauheit einen Einfluss auf die zeitliche Entwicklung der Überflutung hat, wird auch die Größe der überfluteten Fläche beeinflusst (Gruhn et al. 2010). Mit sinkendem Rauheitsbeiwert verringert sich die Größe der überfluteten Fläche (vgl. Überflutungsflächen in Tab. 6, Abb. 26, Abb. 27). Der Einfluss der Rauheit auf die Überflutungsflächen ist deutlich zu erkennen. Die Überflutung ist in ihrer Ausbreitung durch höhere Oberflächenrauheiten stark behindert.

Der Einfluss der Oberflächenrauheit auf die Größe der Überflutungsfläche ist auch beim Vergleich der überfluteten Restfläche erkennbar (Tab. 7). Das ist aber nicht weiter verwunderlich, da die insgesamt überfluteten Flächen mit steigender Rauheit ohnehin kleiner werden.

Tabelle 6: Maximale Überflutungsflächen für die untersuchten Oberflächenrauheiten.

	Szenario 5	Szenario 13	Szenario 14	Szenario 15	Szenario 16
Oberflächenrauheit [ $\text{m}^{1/3}/\text{s}$ ]	32	25	15	10	5
Fläche [ $\text{m}^2$ ]	788.125	681.600	632.225	607.450	537.525

Tabelle 7: Überflutete Restfläche für die untersuchten Oberflächenrauheiten.

	Szenario 5	Szenario 13	Szenario 14	Szenario 15	Szenario 16
Oberflächenrauheit [ $\text{m}^{1/3}/\text{s}$ ]	32	25	15	10	5
Fläche [ $\text{m}^2$ ]	597.475	651.175	605.600	516.125	450.225

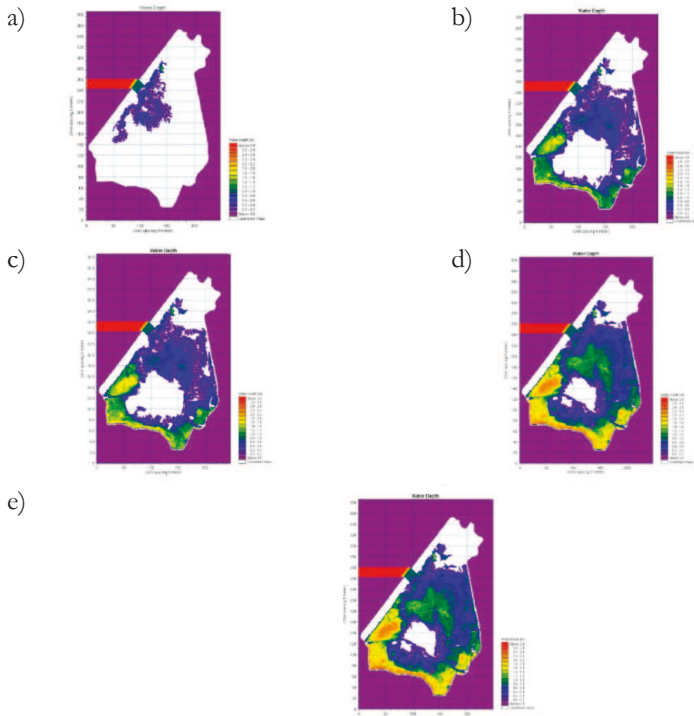


Abbildung 26: Überflutungsflächen 3 h nach Versagensbeginn a)  $k_{St} = 5 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ , b)  $k_{St} = 10 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ , c)  $k_{St} = 15 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ , d)  $k_{St} = 25 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$  und e)  $k_{St} = 32 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ .

#### 3.4.4 Einfluss von maximalen Sturmflutscheitelwasserständen

Zur Bewertung des Einflusses des maximalen Sturmflutscheitelwasserstandes auf das Überflutungsgeschehen wurden in verschiedenen Simulationen Ganglinien mit unterschiedlichen Sturmflutscheitelwasserständen simuliert und ihre Auswirkung auf die Überflutung von Markgrafenheide analysiert. Die Scheitelwasserstände der untersuchten Ganglinien betrugen  $W_{st} = 3,00 \text{ m ü HN (BHW)}$ ,  $W_{st} = 2,03 \text{ m ü HN}$  (Wiederkehrintervall:  $T = 200 \text{ a}$ ),  $W_{st} = 1,96 \text{ m ü HN}$  ( $T = 150 \text{ a}$ ) sowie  $W_{st} = 1,87 \text{ m ü HN}$  ( $T = 100 \text{ a}$ ) (Gruhn 2010, Gruhn et al. 2010).

Im weiteren Verlauf der Untersuchungen wurden Ganglinien herangezogen, die nach der im Kapitel „Analyse und Bewertung multivariater hydrodynamischer Belastungsgrößen für die deutsche Nord- und Ostsee“ beschriebenen Methodik abgeleitet wurden (Salecker et al. 2011, 2012a, 2012b).

Als Versagensort wurde die südliche Deichstrecke gewählt, da ein Versagen auf der Dünenstrecke bzw. der östlichen Deichstrecke für die oben genannten Scheitelwasserstände zu keiner Überflutung führt, da hier die Geländehöhen zu hoch sind. Auf der südlichen Deichstrecke wurde die Bresche mittig angeordnet (vgl. Abb. 17). Die Breschenbreite wurde auf  $100 \text{ m}$  festgelegt. Das Versagen beginnt jeweils vier Stunden vor Eintritt des Sturmflutscheitels und die vollständige Ausbildung der Bresche dauert eine Stunde (Gruhn 2010).

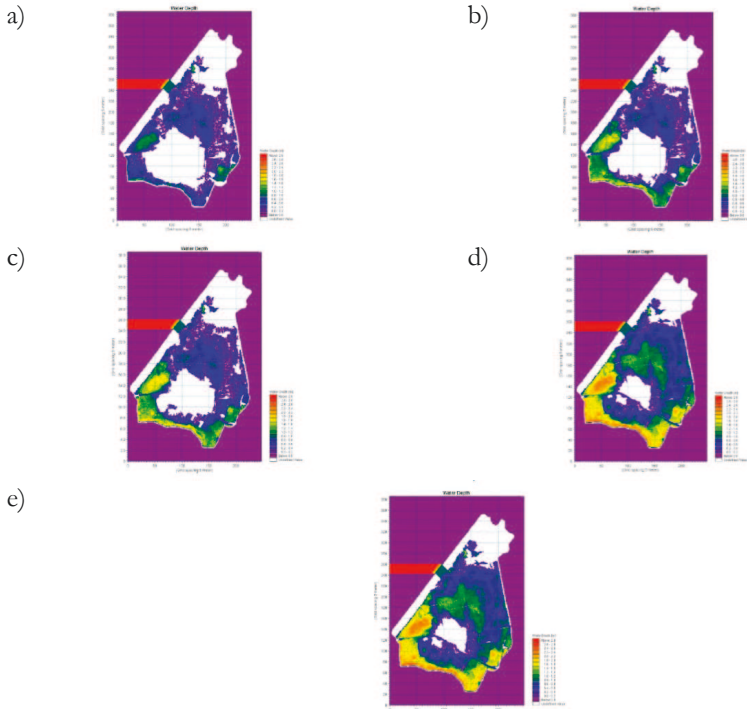


Abbildung 27: Maximale Überflutungsflächen a)  $k_{St} = 5m^{1/3}/s$ , b)  $k_{St} = 10m^{1/3}/s$ , c)  $k_{St} = 15m^{1/3}/s$ , d)  $k_{St} = 25m^{1/3}/s$  und e)  $k_{St} = 32m^{1/3}/s$ .

Nach Versagen des Deiches breiten sich die Wassermassen relativ gleichmäßig nach Osten und Westen aus (Abb. 28a). Die Bereiche südlich der Warnemünder Straße werden überflutet. Die Warnemünder Straße selbst wird nur am westlichen Ende überströmt (Abb. 28b). Das östliche Ende der Warnemünder Straße liegt zu hoch, als dass es überflutet werden könnte. Die weitere Ausbreitung der Überflutung nach Norden ist ebenfalls durch die zu hohen Geländehöhen beeinträchtigt. Es wird nur die Senke nördlich der Warnemünder Straße geflutet (Abb. 28c). Die beschriebene Entwicklung stellt sich bei den Wasserstandsganglinien mit den Wiederkehrintervallen  $T = 100$  a,  $150$  a bzw.  $200$  a ein. Wird das BHW angesetzt, entwickelt sich die Überflutung wie in Abb. 23.

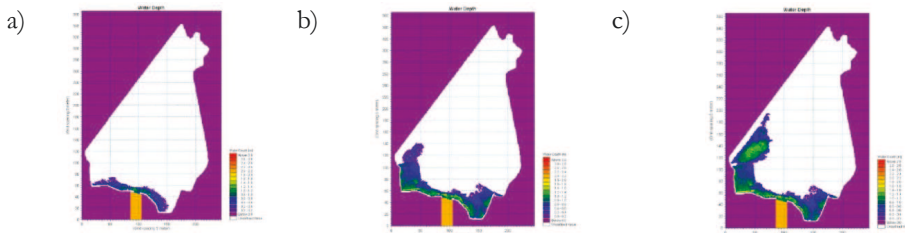


Abbildung 28: Generelle Entwicklung der Überflutung für die untersuchten Wasserstandsganglinien mit Wiederkehrintervallen  $T \leq 200$  Jahre.

Auf die räumliche Ausbreitung der Überflutung haben die verschiedenen Sturmflutscheitelwasserstände keinen Einfluss (Gruhn 2010, Gruhn et al. 2010). Diese wird hauptsächlich von der Lage der Bresche und den Geländehöhen beeinflusst. Allerdings wirken sich die verschiedenen Scheitelwasserstände auf die zeitliche Entwicklung der Überflutung aus.

Betrachtet man die Überflutungsflächen, die sich bei den jeweiligen Scheitelwasserständen nach der vollständigen Ausbildung der Bresche ergeben, erkennt man, dass sich die Überflutung umso weiter ausbreitet, je höher der Scheitelwasserstand ist bzw. je größer das Wiederkehrintervall (T) der Sturmflut ist (Abb. 29). Die Unterschiede der überfluteten Flächen betragen rund 2 ha zwischen einem Wiederkehrintervall von 100 und 200 Jahren (Tab. 8). Wie zu erwarten, stellt sich die größte überflutete Fläche bei dem Wiederkehrintervall von  $T = 200$  a ein. Die kleinste entsprechend bei dem Wiederkehrintervall von  $T = 100$  a.

Der in den Sensitivitätsuntersuchungen (vgl. Kap. 2.5.4) ermittelte Trend steigender Einstauhöhen bei steigenden Sturmflutscheitelwasserständen konnte im Grundsatz bestätigt werden (vgl. Abb. 29). Allerdings spielt die Topographie des Untersuchungsgebietes auch hier eine wesentliche Rolle.

Tabelle 8: Maximale Überflutungsfläche in Abhängigkeit des Wiederkehrintervalls.

	Szenario 17	Szenario 18	Szenario 19	Szenario 7
Wiederkehrintervall [a]	200	150	100	BHW
Fläche [m <sup>2</sup> ]	185.950	179.375	171.175	789.975

Tabelle 9: Überflutete Restfläche in Abhängigkeit des Wiederkehrintervalls.

	Szenario 17	Szenario 18	Szenario 19	Szenario 7
Wiederkehrintervall [a]	200	150	100	BHW
Fläche [m <sup>2</sup> ]	105.300	103.550	101.075	430.350

Einen ebenso klar erkennbaren Einfluss hat die Höhe des Sturmflutscheitelwasserstandes auf die verbleibende Überflutungsfläche nach Abklingen der Sturmflut (Tab. 9) (Gruhn 2010, Gruhn et al. 2010). Je größer das Wiederkehrintervall und damit der Scheitelwasserstand, desto größer ist die verbleibende überflutete Fläche. Allen Simulationen gemein ist, dass die Senke nördlich der Warnemünder Straße nicht wieder trockenfällt, da das Abfließen der Wassermassen durch die Warnemünder Straße behindert ist. Diese liegt erhöht auf einer Trasse. Fällt der Wasserstand unter die Geländehöhe der Straßentrasse, kann kein Wasser mehr abfließen und verbleibt in der Senke.

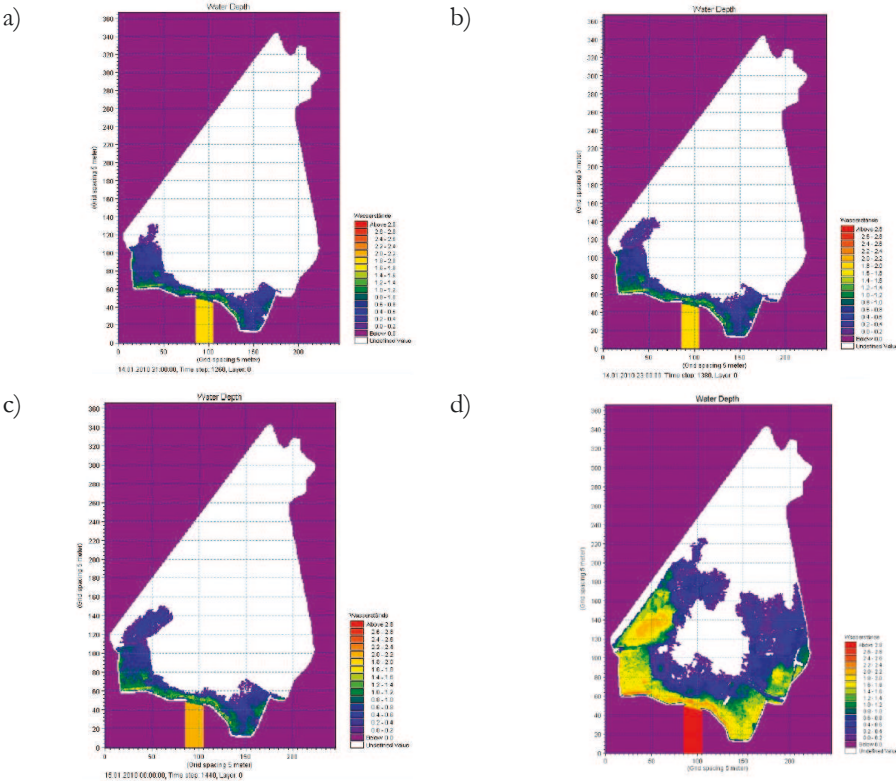


Abbildung 29: Überflutungsfläche 1 h nach Versagensbeginn für Wasserstandsganglinien mit den Wiederkehrintervallen a)  $T = 100a$ , b)  $T = 150a$ , c)  $T = 200a$  und d) BHW.

### 3.4.5 Einfluss des Versagensbeginns während der Sturmflut

Abschließend wurde der Einfluss des Versagensbeginns auf das Überflutungsgeschehen untersucht. Dazu werden drei Simulationen gerechnet, in denen der Zeitpunkt des Versagensbeginns auf vier Stunden vor, eine Stunde vor sowie vier Stunden nach dem Eintreten des Sturmflutscheitels festgelegt wird. Es wird die Überflutung nach einem Versagen der Hochwasserschutzdüne simuliert. Der untersuchte Versagensort liegt dabei mittig auf der Dünenstrecke (vgl. Abb. 17). Die Breschenbreite ist wieder auf 100 m festgelegt worden. Die vollständige Ausbildung der Bresche dauert eine Stunde.

Tabelle 10: Maximale Überflutungsfläche in Abhängigkeit des Versagensbeginns.

	Szenario 5	Szenario 20	Szenario 21
Versagensbeginn bzgl. Sturmflutscheitel	4 h vor	1 h vor	4 h nach
Fläche [m <sup>2</sup> ]	788.125	781.200	526.850

Auf das räumliche Fortschreiten der Überflutung hat der Versagenszeitpunkt keinen Einfluss. Das Fortschreiten wird im Wesentlichen durch die Lokation der Bresche und die Geländehöhen im Untersuchungsgebiet beeinflusst (vgl. Kap. 3.4.2).



Der Einfluss des Versagensbeginns auf die maximale Überflutungsfläche ist nur von signifikanter Bedeutung, wenn der Beginn des Versagens deutlich nach dem Eintritt des Sturmflutscheitels liegt (Tab. 10, Abb. 30).

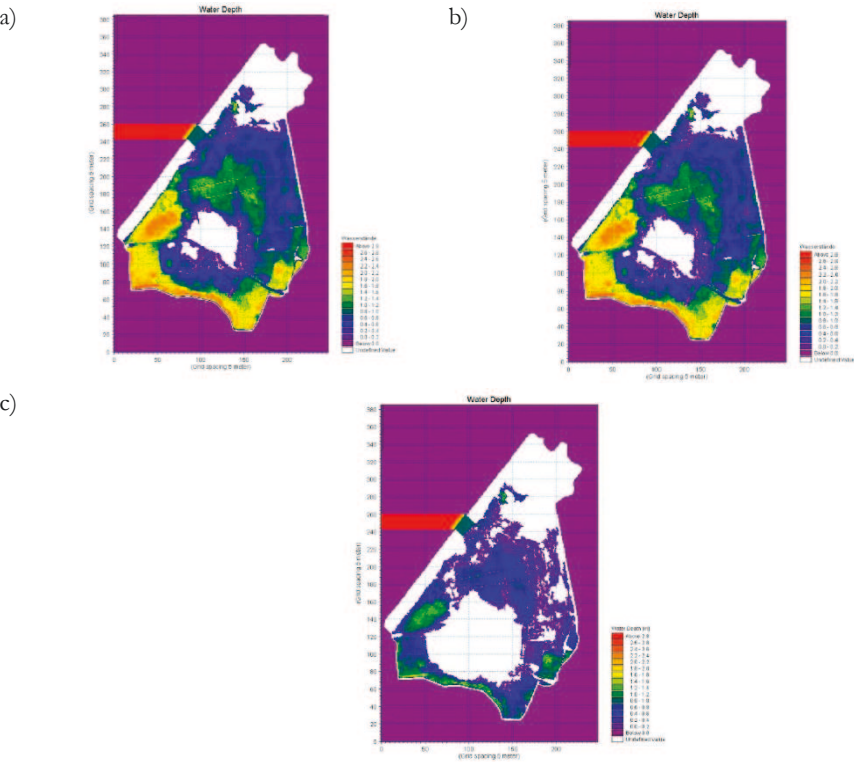


Abbildung 30: Maximale Überflutungsfläche in Abhängigkeit des Versagensbeginns während der Sturmflut a) 4 h vor, b) 1 h vor und c) 4 h nach Eintreten des Sturmflutscheitels.

#### 4 Vergleichende Untersuchungen zwischen dem numerischen Modell Mike 21 und dem empirischen Ansatz von Führböter (1987)

##### 4.1 Ansatz von Führböter (1987)

Führböter (1987) erarbeitete einen Ansatz zur Beschreibung des Füllungsverhaltens von Kögen bzw. Niederungen an der Nord- bzw. Ostsee. Es ist ein Verfahren, mit dem der Wasserstand in einem geschützten Bereich zeitabhängig bestimmt werden kann.

Der Wasserstand wird direkt nach dem Einströmen über die gesamte Fläche des geschützten Bereiches ausgespiegelt und kann nach (1) berechnet werden:

$$h(t) = \frac{1}{A} \bar{b} \sqrt{\frac{8}{27}} g \bar{h}^{3/2} \quad (1)$$

Mit:	$h(t)$	Wasserstand im geschützten Bereich [m]
	$A$	Fläche des geschützten Bereiches [m <sup>2</sup> ]
	$\bar{b}$	Deichbruchbreite [m]
	$G$	Erdbeschleunigung [m/s <sup>2</sup> ]
	$\bar{h}$	Überfallhöhe

Die Berechnungsroutine wurde der Technischen Universität Hamburg vom StALUM MM Rostock in einer Excel-Tabelle aufbereitet zur Verfügung gestellt (persönliche Mitteilung 2012) und entsprechend den Untersuchungsrandbedingungen angepasst.

Die Berechnungen sind beendet, sobald der steigende Wasserstand binnendeichs den fallenden Wasserstand außendeichs erreicht.

Es ist nach Beendigung der Rechenläufe zu prüfen, ob der Einstörmvorgang nicht unterbrochen wurde. Dieser Fall tritt ein, wenn der Wasserstand außendeichs die Höhe des binnenseitigen Dünenfußes unterschreitet, bevor der Binnenwasserstand den Wasserstand außendeichs überschreitet. In dem Fall sind die sich einstellenden Wasserstände und Eintrittszeitpunkte maßgebend.

## 4.2 Fläche des geschützten Bereiches

Die Fläche des geschützten Bereiches wird mithilfe eines digitalen Geländemodells bestimmt. Für den ersten Rechenlauf wird die Fläche zugrunde gelegt, welche von einem 200-jährlichen Hochwasserereignis benetzt wird. Diese kann für den zweiten Rechenlauf auf die tatsächlich benetzte Fläche reduziert werden. Die reduzierte Fläche entspricht der Fläche, welche durch den sich tatsächlich einstellenden Wasserstand (Ergebnis des ersten Rechenlaufes) benetzt wird. Aufgrund der neuen Flächengröße ist auch die durchschnittliche Geländehöhe neu zu bestimmen. Für den zweiten Rechenlauf werden die neu ermittelten Werte für die Flächengröße und durchschnittliche Geländehöhe verwendet.

## 4.3 Breschenbreite

Für den Modellvergleich werden vier verschiedene Deichbruchbreiten untersucht. Diese betragen 25 m, 50 m, 100 m und 200 m. Die Versagensdauer wird zu 60 min festgelegt. Die vertikale Entwicklung der Bresche erfolgt linear von der Krone bis zur Sohle. Die horizontale Entwicklung der Bresche erfolgt zeitlich differenziert. Tab. 11 zeigt die Stützpunkte der zeitlichen Entwicklung des Deichbruches in horizontaler Richtung.

Zwischen den Fixpunkten wird die Breschenentwicklung linear interpoliert. Abb. 31 und Tab. 12 zeigen die Deichbruchentwicklung bis zum vollständigen Bruch, wie sie in dem numerischen Modell verwendet wird.

Tabelle 11: Zeitliche Entwicklung des horizontalen Deichbruchs (generelle Fixpunkte).

Dauer [min]	Deichbruchbreite [%]
0 min	0 %
15 min	40 %
30 min	66 %
60 min	100 %

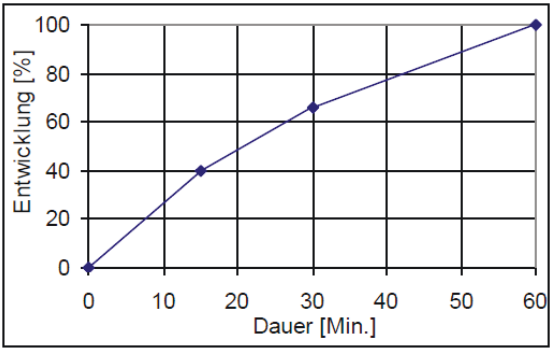


Abbildung 31: Graphische Darstellung der zeitlichen Entwicklung des horizontalen Deichbruches.

Tabelle 12: Zeitliche Entwicklung des horizontalen Deichbruches.

Dauer [min]	0	10	20	30	40	50	60
Deichbruchbreite [%]	0	27	48	66	77	88	100

4.4 Wasserstandsganglinie

Für die Untersuchungen wird als Randbedingung eine Ganglinie verwendet, welche mittels univariater statistischer Modelle aus gemessenen Wasserstandsmessungen abgeleitet wurde (vgl. Kap. 3.2.4). Grundlage für die statistischen Untersuchungen sind Wasserstandsmessungen am Pegel Warnemünde.

Nach dem Ansatz von Führbötter (1987) beginnt der Deichbruch mit Eintreten des Sturmflutscheitels. Für die Berechnung der Einstauhöhen und der überfluteten Fläche sowie der numerischen Simulationen ist der absteigende Ast der Wasserstandsganglinie relevant. Abb. 31 zeigt die als Randbedingung eingesteuerte Wasserstandsganglinie. Die Berechnungen mit dem Führbötter-Ansatz erfolgen in der Schrittweite, in der die Wasserstandsganglinie eingesteuert wird. Die Wasserstangsganglinie wird mit einer zeitlichen Auflösung von  $\Delta t = 10\text{ min}$  eingesteuert.

4.5 Überfallhöhe

Die Überfallhöhe wird aus dem Wasserstand außen- bzw. binnendeichs ermittelt.

Die Ausnahme bildet hier der erste Zeitschritt der Berechnung. Für diesen wird die Überfallhöhe aus der Differenz des Außenwasserstandes zum Zeitschritt  $t = 10\text{ min}$  und der mittleren Geländehöhe am binnenseitigen Deichfuß ermittelt. Als mittlere Geländehöhe wird die über einen 100 m breiten Streifen in einem Abstand von 20 m parallel zur Deichkrone gemittelte reale Geländehöhe angenommen.

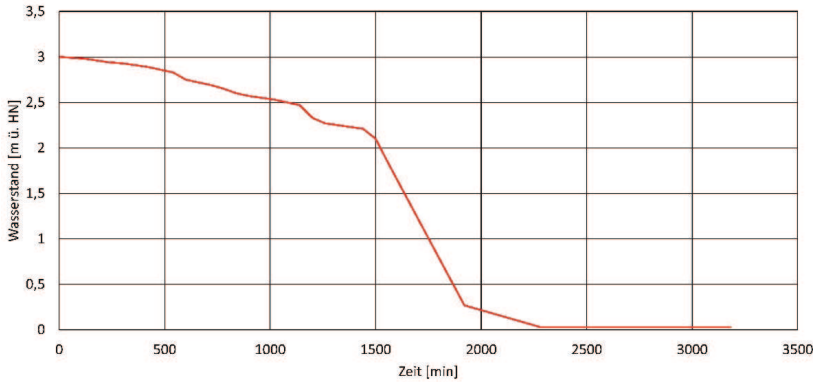


Abbildung 32: Wasserstandsganglinie als Randbedingung für die Untersuchungen mit dem Ansatz von Führböter (1987).

## 4.6 Mike 21

Aus dem vorhandenen Geländemodell werden unter Berücksichtigung der in Kap. 4.3 beschriebenen Randbedingungen für die Deichbruchentwicklung Bathymetrien als Grundlage für die numerischen Simulationen aufgebaut.

Für die Überflutungssimulationen wird die oben beschriebene Wasserstandsganglinie als Randbedingung eingesteuert. Aus den Ergebnissen der Simulationen werden die maximalen Wasserstände und die dazugehörigen Überflutungsflächen ermittelt und mit den Ergebnissen aus dem Ansatz nach Führböter (1987) verglichen.

## 4.7 Ergebnisse und Bewertung

In Tab. 13 sind die Ergebnisse der Überflutungssimulationen für die maximalen Wasserstände und die sich ergebenden Überflutungsflächen in Abhängigkeit von den untersuchten Deichbruchbreiten zusammengefasst. Aufgrund der Heterogenität des Reliefs im Untersuchungsgebiet sind verschiedene Bereiche des Gebietes durch natürliche Anhöhen oder künstliche Straßendämme von der Überflutungsausbreitung abgeschnitten. Eine Berücksichtigung dieser Flächen würde zu einer Überschätzung der Überflutungsflächen führen. Daher werden diese Flächen aus der Ermittlung der Überflutungsflächen herausgenommen.

Es ist zu erkennen, dass mit dem Ansatz nach Führböter (1987) geringere maximale Wasserstände errechnet werden als mit dem numerischen Modell Mike 21. Dementsprechend sind die resultierenden Überflutungsflächen ebenfalls geringer.

Die Ergebnisse für eine Deichbruchbreite von 200 m weichen allerdings ab. Mit dem Ansatz nach Führböter (1987) wird eine höhere maximale Einstauhöhe errechnet als mit dem numerischen Modell Mike 21. Ein Grund hierfür kann der abnehmende Einfluss der Breschenbreite auf die Einstauhöhe sein. Es wurden Sensitivitätsuntersuchungen zu versagensbezogenen Einflussgrößen auf das Überflutungsgeschehen in einem geschützten Gebiet durchgeführt (vgl. Kap. 2.5.1). Unter anderem ist der Einfluss der Breschenbreite auf die Einstauhöhe des geschützten Gebietes untersucht worden. Es zeigte sich, dass der

Einfluss einer wachsenden Breschenbreite auf die Einstauhöhe abnimmt. D. h., mit wachsender Breschenbreite nähert sich die Einstauhöhe einem Grenzwert an. Dieser Umstand wird von dem Ansatz nach Führböter (1987) nicht berücksichtigt.

Tabelle 13: Ergebnisse des Modellvergleichs Mike 21/Führböter (1987) für Überflutungssimulationen im Projektgebiet Markgrafenheide.

	Mike 21			Führböter 1987 (max. Wasserstand [m])			
				Gesamtüberflutungsfläche		reduzierte Überflutungsfläche	
Breschenbreite [m]	max. Wasserstand [m]	mittl. max. Wasserstand [m]	Überflutungsfläche [m <sup>2</sup> ]	max. Wasserstand [m]	Überflutungsfläche [m <sup>2</sup> ]	max. Wasserstand [m]	Überflutungsfläche [m <sup>2</sup> ]
25	2,84	0,95	760.500	2,67	696.175	2,67	686.575
50	2,87	0,97	768.425	2,78	747.600	2,78	734.175
100	2,88	0,98	772.025	2,86	769.425	2,86	761.575
200	2,88	0,99	773.825	2,91	788.375	2,91	788.375

Der Ansatz von Führböter (1987) kann für eine überschlägliche Berechnung der maximalen Einstauhöhen sowie der Überflutungsflächen herangezogen werden. Die Vernachlässigung des Gebietsreliefs sowie der Strömungsvorgänge im betrachteten Gebiet sind allerdings von Nachteil. So muss bei der Bestimmung der Überflutungsflächen auf Expertenwissen bzw. ein Wissen um das Untersuchungsgebiet zurückgegriffen werden.

Für detaillierte Untersuchungen zur Überflutung von bedrohten Küstengebieten sollten daher insbesondere bei inhomogenen Höhenverhältnissen im Untersuchungsgebiet numerische Modelle herangezogen werden.

5 Zusammenfassung und Ausblick

Im Rahmen des KFKI-Projekts HoRisk wurden verschiedene Untersuchungen zur Beurteilung des Überflutungsgeschehens geschützter Küstengebiete durchgeführt. Einerseits wurden Sensitivitätsanalysen zur Ermittlung von relevanten bauwerksbedingten und versagensbedingten Parametern durchgeführt und andererseits numerische Modellierungen zur Abbildung des Überflutungsgeschehens in den Projektgebieten an der deutschen Ostseeküste.

Die Sensitivitätsuntersuchungen umfassten Untersuchungen zur Ableitung von Zusammenhängen zwischen bauwerks- bzw. versagensbedingten Parametern und für Schadens- und Risikoberechnungen relevanten Parametern. Es wurde der Einfluss der Breschenbreite, der Breschenlokation, der Versagensdauer, des Wiederkehrintervalls der Sturmflut, der Sturmflutfülle sowie der Einfluss der Tide auf das Überflutungsgeschehen untersucht. Zur Beurteilung des Einflusses der einzelnen Parameter wurden die Einstauhöhen, die Strömungsgeschwindigkeiten sowie die Verweildauer der Überflutung als risiko- und schadensrelevante Größen betrachtet. Es zeigte sich, dass vor allem die Breschenbreite, das Wiederkehrintervall der Sturmflut und die Sturmflutfülle das Überflutungsgeschehen maßgebend beeinflussen. In tidebeeinflussten Küstengebieten spielt die Kombination Sturmtide und nachfolgende Tide für die Ermittlung der maximalen Einstauhöhen ebenfalls eine Rolle. Von eher untergeordneter Bedeutung ist die Versagensdauer. Die Breschenlokation spielt in den Sensitivitätsuntersuchungen ebenfalls eine

eher untergeordnete Rolle. Bei der Betrachtung realer Küstengebiete mit einer heterogenen Topographie gewinnt der Ort des Versagens allerdings an Bedeutung, wie Untersuchungen an dem Projektgebiet Markgrafenheide zeigten.

Wie bereits erwähnt, wurden entsprechende Überflutungssimulationen auch für das Projektgebiet Markgrafenheide durchgeführt. Die Ergebnisse dieser Simulationen bestätigten die Ergebnisse der Sensitivitätsuntersuchungen.

Da nicht immer numerische Modelle zur Berechnung des Überflutungsgeschehens zur Verfügung stehen oder eine überschlägige Abschätzung der überfluteten Fläche und der Einstauhöhe des Küstengebietes erforderlich ist, wurden vergleichende Untersuchungen zwischen dem physikalisch-analytischen Ansatz von Führböter (1987) und dem numerischen Modell Mike 21 durchgeführt. Der relativ einfache Ansatz von Führböter (1987) zur Berechnung des Füllungsverhaltens von Kögen und Niederungen in Küstengebieten kann zur vorläufigen und überschlägigen Berechnung der Einstauhöhe und der überfluteten Fläche herangezogen werden. Dennoch müssen die Ergebnisse mit Expertenwissen beurteilt werden. Sind detaillierte Untersuchungen notwendig, sollten komplexere numerische Modelle angewendet werden. Die Nachteile des Ansatzes nach Führböter (1987) liegen in der Vernachlässigung der Strömungsvorgänge im untersuchten Gebiet sowie darin, dass das Gebietsrelief und dessen Einfluss auf die Überflutungsausbreitung im geschützten Gebiet nicht direkt, sondern lediglich durch Expertenwissen berücksichtigt werden kann.

## 6 Danksagung

Das diesem Bericht zugrundeliegende Vorhaben HoRisk wurde mit Mitteln des Bundesministeriums für Bildung und Forschung unter dem Förderkennzeichen 03KIS079 gefördert und vom KFKI unterstützt.

## 7 Schriftenverzeichnis

- DHI: Mike 21 Flow Model – Hydrodynamic Model User Guide, Produktdokumentation, 2008.
- DVWK: Hydraulische Methoden zur Erfassung von Rauheiten. DVWK Schriften Nr. 92. Deutscher Verband für Wasserwirtschaft und Kulturbau e. V., Verlag Paul Parey, 1990.
- Führböter, A.: Über den Sicherheitszuwachs im Küstenschutz durch eine zweite Deichlinie. Die Küste, 45, 181–208, 1987.
- Gruhn, A: Deichbruch und Überflutungsmodellierung, Masterarbeit, Universität Rostock, 2010.
- Gruhn, A.; Schlamkow, C.; Fröhle, P.; Salecker, D.: Flood Risk Management for Coastal Areas, In: Wang Yuanzhan: Chinese-German Joint Symposium on Hydraulic and Ocean Engineering (CG Joint 2010), Tianjin University Press, ISBN: 978-7-5618-3671-2, 2010.
- Gruhn, A.; Fröhle, P.; Schlamkow, C.; Salecker, D.: Numerical Sensitivity Analyses on the Influence of Hydrodynamic-Failure-Conditions on Flooding of Coastal Areas. PIANC Copedec VIII – Proceedings of the Eighth International Conference on

- Coastal and Port Engineering in Developing Countries, IIT, Madras, Chennai, ISBN: 978-93-80689-06-7, 2012.
- Persönliche Mitteilung: HoRisk – Markgrafenheide Vergleich Führböter-Ansatz, E-Mail von Dr. Frank Weichbrodt, 27. Juni 2012.
- Reese, S.: Die Vulnerabilität des schleswig-holsteinischen Küstenraumes durch Sturmfluten – Fallstudien von der Nord- und Ostseeküste, Dissertation, Christian-Albers-Universität, 2003.
- Salecker, D.; Gruhn, A.; Schlamkow, C.; Fröhle, P.: Statistical Analysis of Hydrodynamic Impacts for Risk Assessment in Coastal Areas, Journal of Coastal Research, SI 64. Proceedings of the 11<sup>th</sup> International Coastal Symposium, 1906–1910, Szczecin, Poland, ISSN: 0749-0208, 2011.
- Salecker, D.; Gruhn, A.; Schlamkow, C.; Fröhle, P.: Parameterization of Storm Surges as a Basis for Assessment of Risks of Failure for Coastal Protection Measures, In: Proceedings of the 5<sup>th</sup> SCACR – International Short Conference on Applied Coastal Research, Aachen, Shaker, ISBN: 978-3-8440-1132-6, 2012a.
- Salecker, D.; Gruhn, A.; Schlamkow, C.; Fröhle, P.: Parameterization of Storm Surge Hydrographs Using Univariate and Bivariate Statistical Models. Pianc Copedec VIII – Proceedings of the Eighth International Conference on Coastal and Port Engineering in Developing Countries, IIT, Madras, Chennai, ISBN: 978-93-80689-06-7, 2012b.
- Schneider, K.; Goris, A.; Albert, A.: Bautabellen für Ingenieure, 20. Aufl., Neuwied, Werner, 2012.
- StALU MM: Regelwerk Küstenschutz Mecklenburg-Vorpommerns Übersichtsheft: Grundlagen, Grundsätze, Standortbestimmungen und Ausblick. Ministerium für Landwirtschaft, Umwelt und Verbraucherschutz Mecklenburg-Vorpommern (Hrsg.). Ostseedruck Rostock, Rostock, 2009.
- Visser, P. J.: Breach growth in sand-dikes, Dissertation. Technische Universität Delft, Delft, 1998.
- Muir Wood, R.; Bateman, W.: Uncertainty and constraints on breaching and their implications for flood loss estimation, Phil. Trans. R. Soc. A 2005 363, doi: 10.1098/rsta.2005.1576, published 15 June 2005.
- Zhu, Y.: Breach growth in clay-dikes. Dissertation. Technische Universität Delft, Delft, 2006.





# Untersuchungen zur Überflutungsausbreitung im Fall von Deichbrüchen

*Frank Thorenz, Hans-Jörg Lambrecht und Holger Blum*

## Zusammenfassung

Das Versagen von Küstenschutzanlagen im Sturmflutfall kann erhebliche Konsequenzen für das geschützte Hinterland zur Folge haben. Im Rahmen des KFKI/BMBF-Forschungsverbundprojekts HoRisk „Hochwasserrisikomanagement für den Küstenraum“ wurden Versagensszenarien von für die Nordseeküste typischen Küstenschutzsystemen im Hinblick auf deren Konsequenzen untersucht. Als Grundlage hierfür diente eine Analyse der topografischen Verhältnisse der Küstengebiete Niedersachsens und Schleswig-Holsteins. Allein in Niedersachsen liegen circa 60 % des deichgeschützten Gebietes unterhalb des MThw, wodurch die Notwendigkeit des Hochwasserschutzes schon für reguläre Tideverhältnisse deutlich wird. Als prägend für die gesamte Nordseeküste zeigen sich Küstenschutzsysteme mit Deichvorland, während eine zweite Deichlinie nur in Schleswig-Holstein fast durchgehend vorhanden ist.

Hydronumerische Überflutungssimulationen wurden zunächst für vereinfachte synthetische Modellgebiete erstellt, um die Wirkung unterschiedlicher Typen von Küstenschutzsystemen sowie weiterer Einflussgrößen im Fall des Versagens der ersten Deichlinie systematisch zu untersuchen. Es konnte eine signifikante Reduzierung der Überflutung durch Deichvorländer, Sommerdeiche und zweite Deichlinien im Vergleich zu einer scharliegenden ersten Deichlinie festgestellt werden, wodurch die Relevanz dieser Küstenschutzelemente unterstrichen wird. Auch die Höhenlage des geschützten Gebietes, das Vorhandensein von Gewässerstrukturen sowie dessen Rauigkeit beeinflussen die Überflutungscharakteristik deutlich.

Für ausgewählte Konstellationen von Küstenschutzsystemen und Randbedingungen wurden ergänzend szenarienbasierte Überflutungsmodellierungen für das Projektgebiet Norden durchgeführt. Es bestätigte sich der bereits in den synthetischen Modellen festgestellte, erheblich reduzierende Einfluss von Deichvorländern und Sommerdeichen auf die Überflutungsausbreitung. Von erheblicher Relevanz für die Überflutungscharakteristik erwiesen sich weiterhin die Anzahl und Lage der Deichbruchstellen, die Breite des Deichbruches und die Ganglinien der untersuchten Sturmtidekurven.

## Schlagwörter

Hochwasserrisikomanagement, Küstenschutz, Deichvorland, Salzwiesen, zweite Deichlinie, Deichbruch, Überflutungsmodellierung, Küstengebiete

## Summary

*The failure of coastal protection structures during storm surges can cause significant consequences for the protected hinterland. Within the framework of the KFKI/BMBF research project HoRisk "Flood Risk*

*Management for Coastal Areas” scenario-based flooding of the hinterland, which could result from the failure of coastal protection systems typical for the North Sea coast, were investigated. As a basis, the topographical conditions of the coastal areas in the German federal states of Lower Saxony and Schleswig-Holstein were investigated. In Lower Saxony, about 60 % of the flood-protected area lies below the mean high tide level. This indicates that the need for flood protection is already evident for regular tidal conditions.*

*Dominant for the entire North Sea coast are coastal protection systems with dike foreland. A second dike line, however, is almost always present only in Schleswig-Holstein. Hydronumeric flooding simulations were firstly established for simplified, synthetic modeling areas, in order to investigate systematically the effects of different types of coastal defense systems and other factors in case of failure of the first dike line. A significant reduction of flooding by dike forelands, summer dikes and second dike lines compared to a single first dike line was found. This underlines the relevance of these coastal protection elements. The altitude of the protected area, the presence of water structures as well as the roughness influence the flooding characteristics significantly.*

*For selected variations of coastal protection systems and boundary conditions, scenario-based flooding modeling for the project area in northwestern Germany was carried out. The high influence of dike foreland and summer dikes on flood propagation was confirmed. Of considerable relevance to the flooding characteristics, the number and location of dike breach locations, the breach width and the hydrographs of the investigated storm tide curves were found.*

## Keywords

*Coastal flood risk management, coastal protection, dike foreland, salt marshes, second dike line, dike breach, flood modeling, coastal areas*

## Inhalt

1	Einleitung.....	185
2	Methodisches Vorgehen.....	186
3	Beschreibung und Analyse des Küstenraums.....	186
3.1	Datengrundlagen.....	186
3.2	Der Nordseeküstenraum Niedersachsens und Schleswig-Holsteins .....	187
3.3	Analyse der Verteilung der Geländehöhen in den niedersächsischen Deichverbandsgebieten .....	190
3.4	Analyse vorhandener Küstenschutzsysteme .....	193
3.4.1	Anteile von Deichlinien und Vorländern.....	193
3.4.2	Kennwerte für Polder und Köge.....	195
4	Konsequenzen des Versagens von Küstenschutzanlagen .....	197
4.1	Methodik .....	197
4.2	Untersuchungen für synthetische Modellgebiete .....	197
4.2.1	Variation der Geländehöhe im deichgeschützten Gebiet .....	199
4.2.2	Auswirkung von Deichvorland.....	200
4.2.3	Einfluss von Sommerdeichen .....	202

4.2.4	Einfluss von zweiten Deichlinien .....	203
4.2.5	Einfluss von Gewässersystemen .....	204
4.2.6	Einfluss von Wind .....	208
4.2.7	Variation der Sturmflutszenarien .....	209
4.3	Zusammenfassende Betrachtung zum Einfluss der untersuchten Parameter .....	209
4.4	Untersuchungen für das Projektgebiet nordwestliches Ostfriesland .....	210
4.4.1	Methodik .....	212
4.4.2	Einfluss von Vorland und Sommerdeichen .....	213
4.4.3	Einfluss von linienhaften Strukturen, Oberflächenrauigkeiten und Gewässernetzen .....	214
4.4.4	Einfluss unterschiedlicher Tidekurven .....	217
4.4.5	Einfluss von Deichbruchbreiten und Deichbruchanzahl .....	219
4.5	Zusammenfassende Betrachtung zum Einfluss der untersuchten Parameter .....	220
5	Schriftenverzeichnis .....	221

## 1 Einleitung

Der Schutz der sturmflutgefährdeten Küstengebiete an der deutschen Nord- und Ostseeküste gegen Überflutung durch Sturmfluten ist für diesen wichtigen Lebens-, Wirtschafts- und Kulturraum von existentieller Bedeutung. An den deutschen Küsten werden circa 12.000 km<sup>2</sup> niedrig liegende Küstengebiete mit fast 2,4 Mio. Einwohnern durch Küstenschutzanlagen vor Sturmfluten geschützt. Allein an der niedersächsischen Nordseeküste befinden sich circa 6.500 km<sup>2</sup> durch Küstenschutzanlagen sturmflutgeschützte, öffentlich-rechtlich definierte Bereiche, in denen circa 1,1 Millionen Menschen leben.

Sturmflutkehrende Hauptelemente bilden an der offenen Festlandsküste Niedersachsen und Schleswig-Holsteins erste Deichlinien. Diese wirken in Abhängigkeit von den jeweiligen Rahmenbedingungen oft mit anderen Küstenschutzelementen wie Deichvorländern oder zweiten Deichlinien zusammen und bilden mit diesen ein System aus Küstenschutzelementen, welches einen wesentlichen Baustein des Hochwasserrisikomanagements im Kontext der EU-Hochwasserrisikomanagement-Richtlinie (EU-HWRM-RL 2007) darstellt. Die Untersuchungen zu Küstenschutzsystemen fokussierten vor allem auf das Zusammenwirken dieser Elemente für den Bemessungsfall, d. h. dem Eintreten des Bemessungswasserstandes und des zugehörigen Seegangs. Hierdurch wird gemäß dem Generalplan Küstenschutz Niedersachsen/Bremen ein definiertes Schutzniveau, aber keine absolute Sicherheit gewährleistet (NLWKN 2007). Das niedersächsische Deichgesetz (NDG 2004) und der Generalplan Küstenschutz sprechen zusätzlich in sehr genereller Form die Funktionen des Deichvorlandes und der zweiten Deichlinien im Falle eines Versagens der ersten Deichlinie an, indem sie deren Schutzfunktion und überflutungsreduzierende Wirkung thematisieren.

Die Konsequenzen eines Versagens der ersten Deichlinie und die Wirkung zusätzlicher Elemente eines Küstenschutzsystems wurden deshalb im Rahmen des von 2009 bis 2013 durchgeführten BMBF geförderten KFKI-Forschungsverbundprojekts HoRisk „Hochwasserrisikomanagement für den Küstenraum“ im Teilprojekt HoRisk-C „Konsequenzen des Versagens im Bereich der Nordseeküste und Schadensminimierung“

mittels szenarienbasierter Überflutungssimulationen mithilfe hydronumerischer Modelle weitergehend untersucht. Der räumliche Schwerpunkt lag auf dem Bereich der offenen Festlandsküste.

## 2 Methodisches Vorgehen

Als Grundlage weiterer Untersuchungen wird eine generelle Betrachtung der Charakteristika der sturmflutgeschützten Gebiete entlang der Deutschen Nordseeküste vorgenommen und zusätzlich eine Analyse der Höhenverteilung in den deichgeschützten Gebieten Niedersachsens durchgeführt.

Die überflutungsgefährdeten Gebiete der Deutschen Nordseeküste sind durch unterschiedliche Küstenschutzsysteme vor Überflutung geschützt. Deshalb erfolgt eine Erhebung und Klassifizierung der bestehenden Systeme an der Nordseeküste. Weiterhin werden binnenseitig an die erste Deichlinie angrenzende Polder- bzw. Koogtopografien als Basis für die späteren szenarienbasierten Überflutungssimulationen analysiert.

Küstenschutzsysteme und Hinterlandtopografien können im Küstenraum stark variieren. Um die Wirkung dieser auf das Überflutungsgeschehen im Fall eines Deichbruchs untersuchen zu können, erfolgte eine systematische vergleichende Betrachtung und Bewertung der Auswirkungen einzelner Elemente eines Küstenschutzsystems wie z. B. eines Deichvorlands oder einer zweiten Deichlinie bzw. von topografischen Elementen wie Geländehöhen und Gewässersystemen im deichgeschützten Gebiet für Deichbruchszenarien. Hierzu wurde ein synthetisches Modellgebiet definiert, in welches einzelne Küstenschutzelemente bzw. Topografien zusätzlich zu einer ersten Deichlinie implementiert wurden. Die Überflutungssimulationen wurden mit einem hydronumerischen Modell mit 1D/2D-Kopplung durchgeführt. Ergänzend wurden verschiedene Konstellationen für ein reales Projektgebiet untersucht und mit den Ergebnissen aus dem synthetischen Modellgebiet verglichen.

## 3 Beschreibung und Analyse des Küstenraums

### 3.1 Datengrundlagen

Für die Charakterisierung des Küstenraums – mit dem Ziel, Überflutungssimulationen durchzuführen – sind Höheninformationen möglichst hoher Güte in der räumlichen Auflösung und Höhengenaugigkeit erforderlich. Im Allgemeinen liegen die für derartige Untersuchungen verwendbaren Daten in Form von digitalen Geländehöhen-Modellen (DGM) vor. Zudem bilden DGM für die numerische Überflutungsmodellierung die Grundlage für den Aufbau von Modelltopografien der zu untersuchenden Gebiete.

Für Niedersachsen liegen DGM flächendeckend in unterschiedlichen Auflösungen vor. Sie werden durch das Landesamt für Geoinformation und Landentwicklung Niedersachsen (LGLN) zur Verfügung gestellt. Die Rasterzellengröße der feinsten Auflösung des DGM betrug zum Zeitpunkt der Untersuchungen 12,5 m für das DGM 5. Die Höhendaten für die schleswig-holsteinische Nordseeküste sind im Rahmen des Küsteninformationssystems (KIS) als DGM beim Landesbetrieb für Küsten-, Natur- und Meereschutz Schleswig-Holstein (LKN) verfügbar. Die Auflösung der Rasterdaten liegt bei 1 m.

Neben diesen Höheninformationen sind für die numerische Modellierung in Abhängigkeit der vorliegenden Rasterauflösung ggf. weitere topografische Informationen zu deren Detaillierung erforderlich. Besonders von Bedeutung sind die Informationen über linienhafte Elemente, welche Strukturen wie Hauptdeiche, Straßendämme, Bahndämme und sonstige Deiche (Sommerdeiche, zweite Deichlinien, Hochwasserschutzdeiche) repräsentieren, da diese einen direkten Einfluss auf mögliche Fließwege und damit die Überflutungsausbreitung haben können (Thorenz et al. 2008, Burg et al. 2008). Linienhafte Strukturen sind für Niedersachsen über das Amtliche Topographisch-Kartographische Informationssystem (ATKIS) verfügbar. Für Schleswig-Holstein werden die Linienelemente durch die hohe Auflösung des DGM von 1 m durch dieses überwiegend direkt abgebildet. Darüber hinaus sind Informationen über die vorherrschenden Abmessungen oder repräsentative Regelquerschnitte der jeweiligen Gewässerquerschnitte erforderlich.

### 3.2 Der Nordseeküstenraum Niedersachsens und Schleswig-Holsteins

Im deichgeschützten Bereich der niedersächsischen Festlandsküste ist die Topografie vorwiegend durch tiefliegende Marsch- und Moorbereiche geprägt, die über Jahrhunderte durch holozäne Sedimentablagerungen entstanden sind. Diese Gebiete erstrecken sich bis zur Geest, die pleistozänen Ursprungs ist. Entlang der tidebeeinflussten Flüsse Ems, Weser und Elbe erstrecken sich diese Gebiete bis weit ins Binnenland. Vor der Küstenlinie des Festlandes erstreckt sich über weite Teile das Wattenmeer mit den vorgelagerten Ostfriesischen Inseln als sandige Barriereinseln.

In Abb. 1 sind die tiefliegenden Marsch- und Moorgebiete überwiegend durch hellgrüne bis blaue Farbtöne charakterisiert. Die Geländehöhen liegen hier vorwiegend zwischen 1,4 m über und 0,5 m unter NHN. Zum Teil liegen küstenferne Binnenbereiche auf Höhenlage um NHN -2 m wie z. B. im Moormeerland östlich von Emden oder im Jader Marschmoor nordöstlich von Oldenburg. Die höherliegenden Gebiete der Geest sind durch einen Farbbereich von Gelb bis Braun gekennzeichnet. Ohne das bestehende Küstenschutzsystem würde bereits bei normalem Tidehochwasser, welches in den Tideflüssen mehr als 2 m über NHN erreichen kann, ein großer Teil des küstennahen Binnenlandes überflutet werden.

Gemäß jüngster Überprüfungen beträgt die Länge der ersten Deichlinie (Hauptdeichlinie) an der niedersächsischen Nordseeküste insgesamt circa 603 km. Auf weniger als 20 % der gesamten Deichlinie ist eine zweite Deichlinie angeordnet. Das geschützte Gebiet umfasst eine Fläche von rund 6.500 km<sup>2</sup>. Dieses entspricht circa 14 % der Gesamtfläche Niedersachsens. Hier leben circa 1,1 Millionen Einwohner bzw. 14 % der Gesamtbevölkerung Niedersachsens. Das Gesamtschadenspotential beträgt für direkte, tangible Schäden circa 129 Mrd. Euro (NLWKN 2018). In Abb. 1 sind die Höhenabstufungen in 1-m-Schritten für den Bereich bis NHN +10 m zusammen mit der Hauptdeichlinie abgebildet.

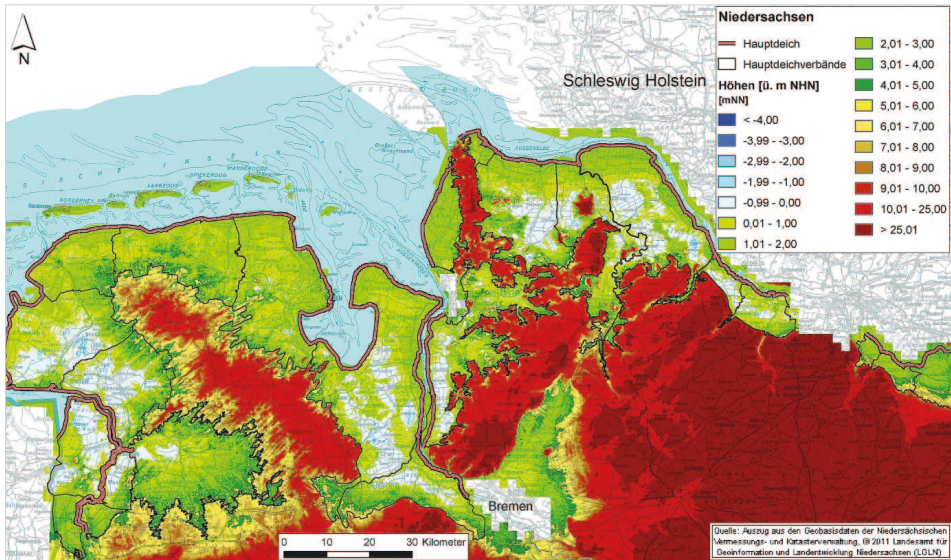


Abbildung 1: Geländehöhen, Deichverbandsgebiete und Hauptdeichlinie in den Küstengebieten Niedersachsens.

Die Nordseeküste Schleswig-Holsteins ist durch eingedeichte, tiefliegende Marsch und Moorgebiete sowie das davorliegende Wattenmeer geprägt. Im Wattenmeer liegen die Nordfriesischen Inseln, die Halligen sowie die Nordfriesischen Außensände.

In Abb. 2 ist eine Übersicht über die Nordseeküste Schleswig-Holsteins mit Höhenabstufungen von 1 m für den Bereich bis NHN + 10 m dargestellt.



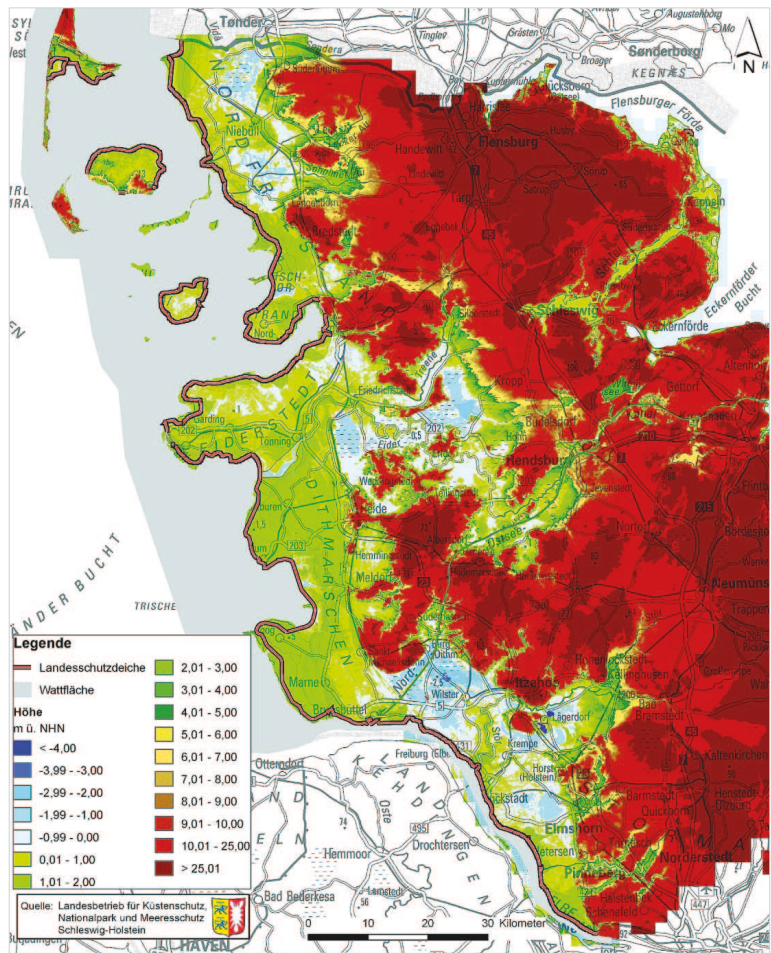


Abbildung 2: Geländehöhen und Landesschutzdeiche an der schleswig-holsteinischen Nordseeküste.

Die Höhenlagen weisen ähnliche Wertebereiche wie im Küstengebiet Niedersachsens auf. Auch hier sind küstenferne Bereiche im Binnenland vorhanden, die deutlich unter NHN liegen.

Die Höhenlinie von über NHN + 5 m begrenzt landseitig das zu schützende Gebiet an der Westküste Schleswig-Holsteins (MELUR 2012). Es ergibt sich dadurch eine geschützte Fläche von 3.404 km<sup>2</sup> (entspricht circa 22 % der Gesamtfläche Schleswig-Holsteins) mit einer Einwohnerzahl von rund 253.000 (entspricht circa 9 % der Gesamtbevölkerung Schleswig-Holsteins). Die in diesem Gebiet verorteten Sachwerte belaufen sich auf circa 32 Milliarden Euro (MELUR 2012). Den Sturmflutschutz an der Festlandsküste gewährleistet eine circa 293 km lange Landesschutzdeichlinie.

### 3.3 Analyse der Verteilung der Geländehöhen in den niedersächsischen Deichverbandsgebieten

Im Niedersächsischen Deichgesetz (NDG 2004) sind insgesamt 22 Hauptdeichverbände aufgeführt. Für diese Verbände sind die landseitigen Grenzen des jeweils sturmflutgeschützten Gebietes durch Angabe eines Höhenniveaus in Metern über NHN definiert. Die das Gebiet begrenzende Höhenlinie der Deichverbände variiert dabei zwischen NHN +5,0 m an der offenen Küste, z. B. im Bereich der Rheider Deichacht oder der Deichacht Norden in Ostfriesland, und NHN +8,0 m im oberen Bereich der Tideelbe im Artlenburger Deichverband. Die Höhe des mittleren Tidehochwassers beträgt für die Jahresreihe 2006 bis 2010 zwischen NHN +1,28 m als geringstem Wert für die Norder Deichacht und NHN +2,77 m als höchstem Wert für den Artlenburger Deichverband (Westphal et al. 2013). Die geschützte Fläche der einzelnen Deichverbände reicht von circa 3.168 ha für den Cuxhavener Deichverband bis circa 84.300 ha für den II. Oldenburgischen Deichband (NLWKN 2007).

Um einen deichverbandsbezogenen Überblick zu gewinnen und eine Bewertung vornehmen zu können, welcher Anteil des jeweiligen Verbandsgebietes aufgrund seiner Höhenlage besonders gefährdet ist, wird eine verbandsgebietsbezogene Analyse der Geländehöhen durchgeführt. Hierzu werden mithilfe der GIS-Software ArcGIS Höheninformationen aus dem vom Landesamt für Geoinformation und Landesvermessung Niedersachsen herausgegebenen Digitalen Geländemodell DGM 5 für Niedersachsen extrahiert und klassifiziert. Die Klassifizierung der Geländehöhen erfolgt in 25-cm-Schritten in Höhenschichten als Höhe über NHN. Diese Darstellung wird durch eine Summenkurve der Flächenanteile ergänzt, sodass der unterhalb eines Höhenniveaus liegende Flächenanteil bezogen auf die Gesamtfläche des Verbandsgebietes ermittelt werden kann.

Für Fragestellungen des Küstenschutzes wird zusätzlich eine Betrachtung der Lage der Höhenschichten in Bezug zum mittleren Tidehochwasser im Bereich des jeweiligen Deichverbandsgebietes vorgenommen. Hieraus kann u. a. ermittelt werden, welche Flächenanteile eines Verbandes unterhalb des mittleren Tidehochwassers gelegen sind und damit bereits im Falle von regulären Tideverhältnissen überflutungsgefährdet wären. Da aufgrund der teilweise erheblichen Ausdehnung der Verbandsgebiete die Höhe des MThw nicht konstant ist, werden für die Verbandsgebiete jeweils die minimalen und maximalen MThw-Werte bezogen auf die Jahresreihe 2006 bis 2010 angegeben.

Die Ergebnisse der Klassifizierung werden exemplarisch anhand der Deichverbände gezeigt, deren Höhenverteilung typische Verläufe zeigen. Im Verbandsgebiet der Deichacht Norden, die im nordwestlichen Ostfriesland gelegen ist, befinden sich große Flächenanteile in einem Wertebereich zwischen 0,75 m und 2,00 m oberhalb NHN (Abb. 3). Ein vergleichsweise großer Teil des Verbandsgebietes liegt damit innerhalb eines Schwankungsbereiches von nur 1,25 m. Die Spannweite des mittleren Tidehochwassers für die Jahresreihe 2006 bis 2010 beträgt zwischen NHN +1,27 m und NHN +1,37 m. Im Bereich des Verbandsgebietes liegen circa 43 % der Gesamtfläche unterhalb des minimalen MThw.

Die Höhenverteilung für den II. Oldenburgischen Deichband, der zwischen Jadebusen und Weser gelegen ist, ist in Abb. 4 dargestellt. Hier liegen überwiegende Flächenanteile zwischen 0,50 m unterhalb bis 2,00 m oberhalb NHN. Damit ist die Schwankungs-

breite der Hauptflächenanteile mit 2,50 m deutlich größer als im Bereich der Deichacht Norden. Der Wertebereich des MThw (Jahresreihe 2006 bis 2010) ist hier mit Werten zwischen NHN + 1,70 m und NHN + 2,22 m ebenfalls größer als der im Bereich der Deichacht Norden, weil die Küstenlinie im Verbandsgebiet deutlich länger ist und zudem die Weser einer stärkeren Gezeitendynamik unterliegt. Bezogen auf das minimale MThw im Verbandsgebiet liegen circa 82 % der Fläche, bezogen auf das maximale MThw circa 90 % der Fläche des II. Oldenburgischen Deichbands unterhalb des MThw.

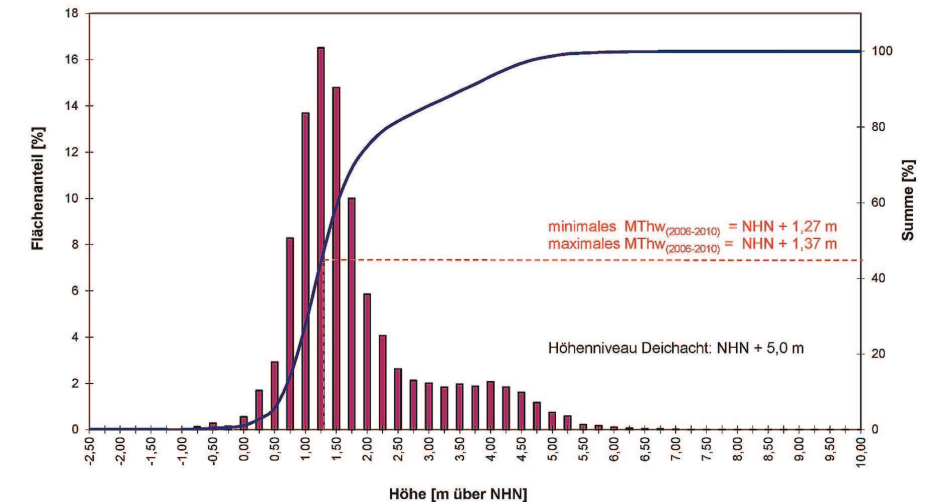


Abbildung 3: Klassifizierte Höhenverteilung der Geländehöhen im Verbandsgebiet der Deichacht Norden.

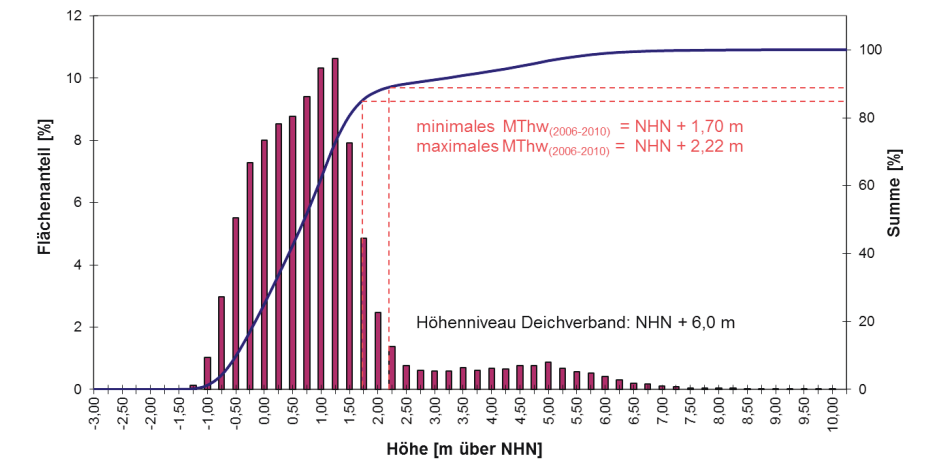


Abbildung 4: Klassifizierte Höhenverteilung der Geländehöhen im Verbandsgebiet des II. Oldenburgischen Deichbands.

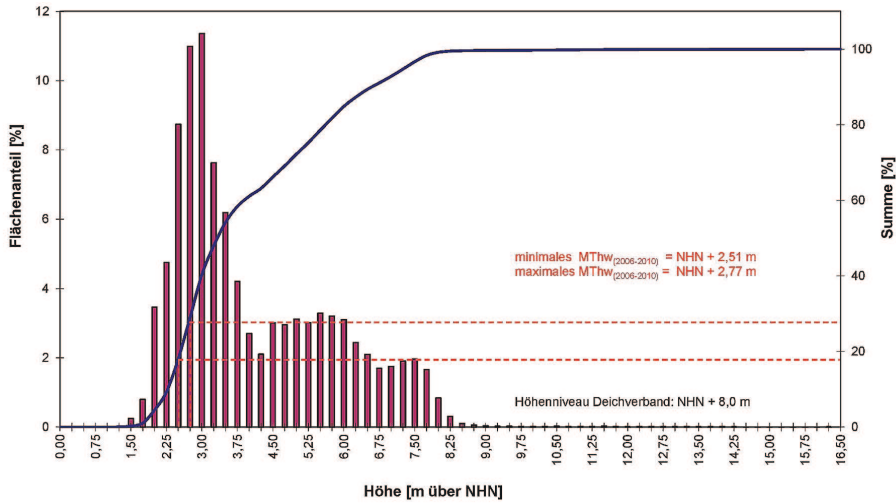


Abbildung 5: Klassifizierte Höhenverteilung der Geländeoberfläche des Artlenburger Deichverbands.

Im Gegensatz zu den vorgenannten Verbandsgebieten ist für das Gebiet des Artlenburger Deichverbands an der Tideelbe oberhalb Hamburgs die Verteilung der Geländehöhen in Höhenstufen gleichmäßiger ausgeprägt (Abb. 5). Ein relativ großer Teil der Höhenstufen liegt in dem relativ schmalen Wertebereich zwischen NHN +2,75 m und NHN +3,50 m. Die darüberliegenden Höhenlagen sind relativ gleichmäßig über den Bereich von NHN +3,50 m bis über NHN +7,50 m verteilt. Minimales und maximales MThw weisen mit NHN +2,51 m und NHN +2,77 m wegen der beschränkten Größe des Verbandsgebietes an der Elbe vergleichsweise geringe Unterschiede auf. Im Artlenburger Deichverband liegen nur circa 18 % bzw. circa 29 % der Gesamtfläche unterhalb des minimalen bzw. maximalen MThw.

Aus dem Vergleich der Höhenverteilungen wird deutlich, dass große Unterschiede zwischen den deichgeschützten Gebieten der einzelnen Verbände bestehen. In Abb. 6 sind die relativen Höhenverteilungen und in Abb. 7 deren Summenlinien für alle Deichverbände in Niedersachsen dargestellt. Es ist zu erkennen, dass mehrere Gruppen mit jeweils ähnlichen Höhenverteilungen der betreffenden Deichverbände gebildet werden können.

Bei einem Großteil der Verbände liegen erhebliche Teile der Verbandsgebiete unterhalb des mittleren Tidehochwassers. Mit einem Anstieg des Meeresspiegels werden sich insbesondere in den Verbandsgebieten, in denen steile Summenlinien der Höhenverteilungen vorliegen, die unterhalb des MThw liegenden Flächenanteile deutlich vergrößern.

In Summe liegen in Niedersachsen derzeit circa 60 % der Gesamtfläche der Hauptdeichverbände unterhalb des im jeweiligen Verbandsgebiet vorhandenen minimalen MThw. Dieses unterstreicht die Gefährdungssituation und Erfordernis von Küstenschutzanlagen schon für reguläre Verhältnisse.

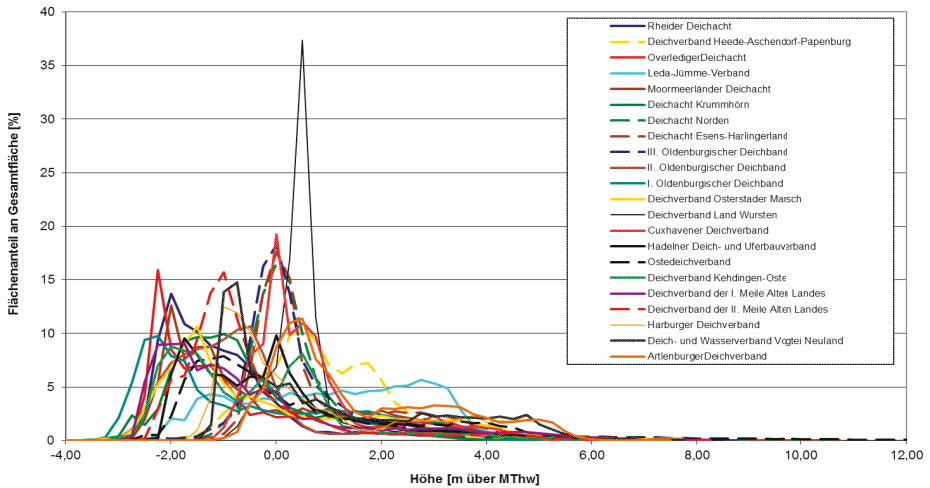


Abbildung 6: Höhenverteilungen in den 22 Hauptdeichverbänden in Niedersachsen.

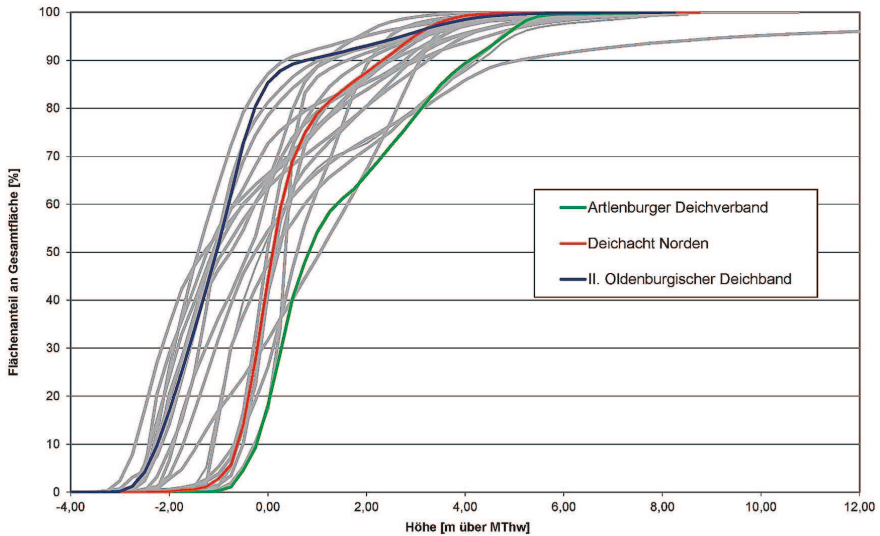


Abbildung 7: Summenlinien der Höhenverteilungen der Hauptdeichverbände in Niedersachsen.

### 3.4 Analyse vorhandener Küstenschutzsysteme

#### 3.4.1 Anteile von Deichlinien und Vorländern

Mithilfe einer numerischen Überflutungsmodellierung soll die Wirkung unterschiedlicher Küstenschutzsysteme – gebildet aus Kombinationen von sturmflutkehrenden Deichen mit ergänzenden Schutzelementen wie Deichvorländern oder zweiten Deichlinien – auf die Überflutungsausbreitung untersucht werden. Dazu wird zunächst eine Einteilung der Küstenschutzsysteme an der Festlandsküste der Nordsee in Niedersachsen und Schleswig-

Holstein vorgenommen. Sperrwerke und andere konstruktive Bauwerke in der ersten Deichlinie sind nicht Gegenstand der Betrachtung.

Als Vorland wird im Rahmen dieser Untersuchungen der seeseitige Bereich vor dem Deich mit einer Geländehöhe über MThw berücksichtigt, der eine Mindestbreite von 50 m besitzt. Diese Breite wird auch deshalb gewählt, weil ein Vorland in Abhängigkeit von seiner Höhe im Falle eines Deichbruchs die in das Hinterland fließenden Wassermengen beeinflussen kann und ein durchgängiges, hydraulisch wirksames Vorland vorhanden sein muss.

Im Rahmen der Untersuchungen werden folgende Küstenschutzsysteme unterschieden:

- Variante 1a: Als Schardeich ausgeprägte 1. Deichlinie ohne weitere Schutzelemente
- Variante 1b: Als Schardeich ausgeprägte 1. Deichlinie in Kombination mit landwärts angeordneter 2. Deichlinie
- Variante 2a: Einzelne 1. Deichlinie ohne (ausgeprägte) Fußsicherung mit Vorland
- Variante 2b: 1. Deichlinie mit Vorland und 2. Deichlinie
- Variante 2c: 1. Deichlinie mit Vorland, 2. und 3. Deichlinie
- Variante 2d: 1. Deichlinie mit Vorland und Sommerdeich
- Variante 2e: Hauptdeich mit Vorland und Sommerdeich und 2. Deichlinie

Für die niedersächsische Nordseeküste sind die Anteile der einzelnen Küstenschutzvarianten an der gesamten Küstenlänge der niedersächsischen Festlandsküste inklusive der Tidebereiche von Ems, Weser und Elbe in Abb. 8 dargestellt.

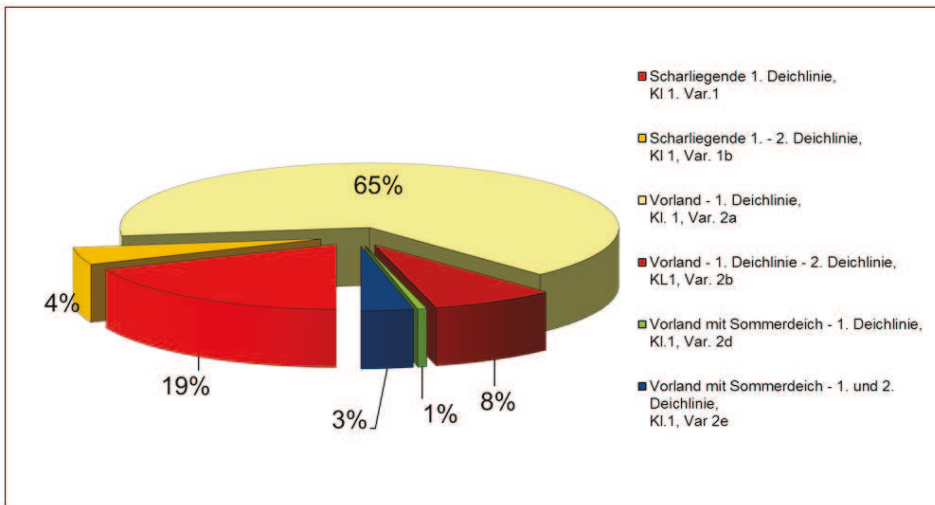


Abbildung 8: Anteile der klassifizierten Küstenschutzsysteme an der Festlandsküste Niedersachsens.

Mit 65 % wird mehr als die Hälfte der Festlandsküste Niedersachsens durch eine erste Deichlinie mit Vorland gegen Sturmfluten geschützt. Den zweitgrößten Anteil an den Küstenschutzsystemen bildet mit 19 % die scharliegende erste Deichlinie. 8 % der Küstenlinie wird durch eine Kombination aus Vorland, erster und zweiter Deichlinie geschützt. Alle anderen Varianten haben mit je unter 5 % nur einen deutlich geringen Anteil



am gesamten Küstenschutzsystem bzw. kommen nicht vor, wie z. B. die Variante 2c (Vorland – 1. Deichlinie – 2. Deichlinie – 3. Deichlinie). Hieraus wird die große Bedeutung der Deichvorländer mit einem Anteil von 77 % für das Küstenschutzsystem in Niedersachsen deutlich. Auf insgesamt 85 % der Deichlinie ist nur eine erste Deichlinie vorhanden.

Die Küstenschutzsysteme an der schleswig-holsteinischen Festlandsküste an der Nordsee sind in Abb. 9 dargestellt. Dabei erfolgte die Analyse für den Bereich der Landesschutzdeichlinie bis zur südlichen Landesgrenze zu Hamburg bei Haseldorf/Wedel.

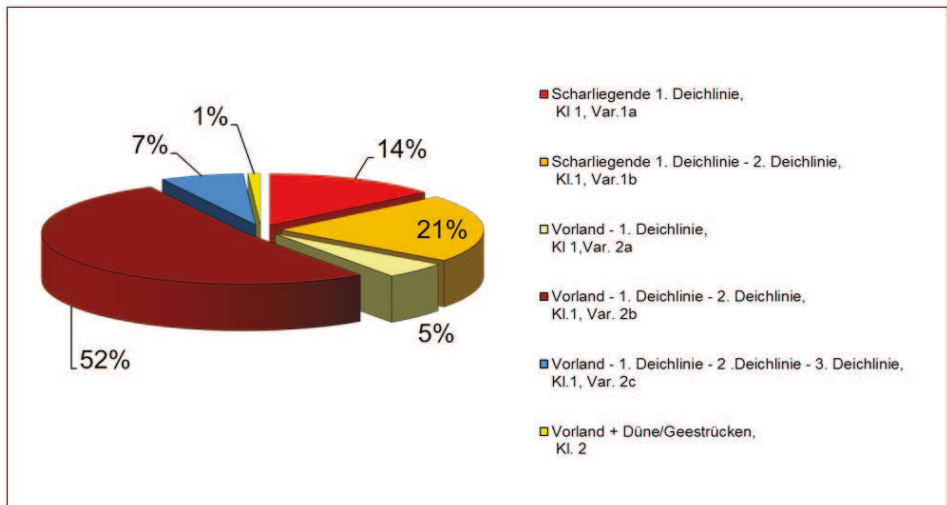


Abbildung 9: Klassifizierung der Küstenschutzsysteme an der Nordsee-Festlandsküste Schleswig-Holsteins.

Circa 52 % der Küstenlinie an der offenen Festlandküste, d. h. an den Küstenabschnitten mit Landesschutzdeichlinie bzw. Dünen, sind durch eine Kombination aus Vorland, erster Deichlinie und zweiter Deichlinie geschützt. Weitere 21 % des Küstenschutzsystems bestehen aus einer scharliegenden ersten und einer zweiten Deichlinie. Weitere circa 7 % sind mit einer zusätzlichen dritten Deichlinie ausgebildet. Die Varianten mit nur einer Deichlinie machen hingegen nur einen Anteil von insgesamt circa 19 % aus und befinden sich überwiegend im Bereich der Elbe.

Der Vergleich der Küstenschutzsysteme an der niedersächsischen und schleswig-holsteinischen Nordseeküste zeigt wesentliche Unterschiede auf: In Schleswig-Holstein sind circa 80 % der betrachteten Strecken durch ein System mit mehr als einer Deichlinie geschützt. In Niedersachsen liegt der Anteil dieser Küstenschutzvarianten mit circa 15 % deutlich niedriger.

### 3.4.2 Kennwerte für Polder und Köge

Polder, die in Schleswig-Holstein als Köge bezeichnet werden, sind vollständig von Deichlinien umschlossene Bereiche. Im Fall des Versagens der ersten Deichlinie stellen sie abgegrenzte Fluträume dar. In Abhängigkeit von ihrer Speicherkapazität können diese



Polder die in das weitere Hinterland einströmende Wassermenge reduzieren oder bei entsprechendem Poldervolumen bzw. Höhe der binnenseitigen Deichlinie vollständig aufnehmen und somit eine ergänzende Schutzfunktion für das binnenseits der zweiten Deichlinie liegende Hinterland aufweisen. Demgegenüber können für das Poldergebiet selbst nachteilige Folgen entstehen, da die größeren Wassertiefen zu einer größeren Gefährdung von Schutzgütern im Polder führen können.

Für die Charakterisierung von Poldern bildet das absolute maximale Speichervolumen eines Polders eine wesentliche Größe. Dieses wird von der Fläche des Polders und der geringsten Höhe der den Polder abgrenzenden Deichlinien bestimmt. Um die Wirkung von Poldern mit unterschiedlicher Form und Lage hinter der ersten Deichlinie vergleichen zu können, wird ein spezifisches Speichervolumen  $V_{\text{spezifisch}}$ , bezogen auf die erste Deichlinie, definiert. Dieses ergibt sich als Quotient aus dem maximalen Speichervolumen  $V_{\text{max}}$  des jeweiligen Polders und der Länge der entsprechenden ersten Deichlinie  $L_D$  zu:

$$V_{\text{spezifisch}} = \frac{V}{L_{\text{Deichabschnitt 1. Deichlinie}}} \left[ \frac{\text{m}^3}{\text{m}} \right] \quad (1)$$

In Abb. 10 sind die spezifischen Speichervolumina in Relation zu den absoluten Speichervolumina für die Polder des niedersächsischen und schleswig-holsteinischen Küstenraums aufgetragen. Die Ermittlung der Polderkenngrößen für die Köge in Schleswig-Holstein wurde durch den LKN Schleswig-Holstein durchgeführt. Das geringste Speichervolumen aller untersuchten Polder in Niedersachsen beträgt circa 1 Mio.  $\text{m}^3$  und das größte circa 28 Mio.  $\text{m}^3$ . Die Bandbreite für die spezifischen Speichervolumina reicht von circa 500  $\text{m}^3$  bis circa 2.400  $\text{m}^3$  pro laufenden Meter erster Deichlinie, wobei insbesondere für kleinere Polder eine große Variationsbreite, bedingt durch die örtlich stark variierenden Geometrien, festzustellen ist.

Durch den großen Anteil an zweiten Deichlinien an der Schleswig-Holsteinischen Nordseeküste existiert hier eine deutlich höhere Anzahl von Kögen als Poldern in Niedersachsen. Das maximale Speichervolumen der Köge an der Schleswig-Holsteinischen Nordseeküste erreicht circa 176 Mio.  $\text{m}^3$  bei einem zugehörigen spezifischen Speichervolumen von circa 23.000  $\text{m}^3$  pro laufenden Meter der ersten Deichlinie.

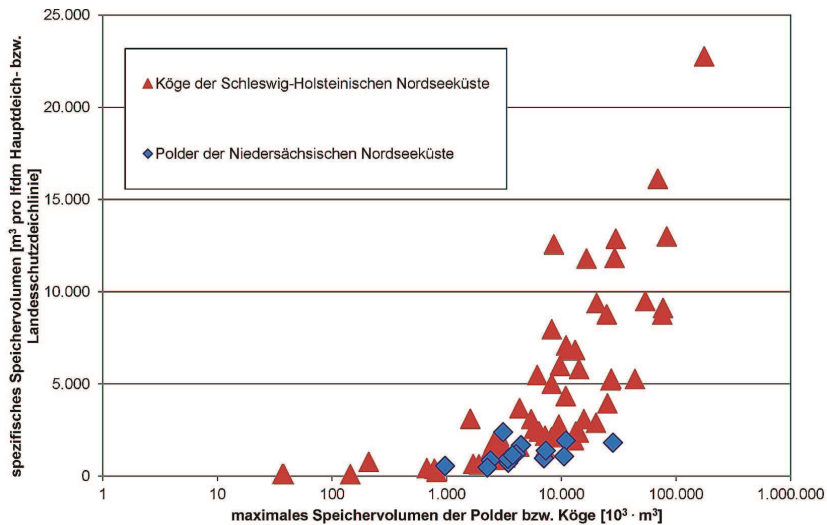


Abbildung 10: Vergleich der Kenngrößen für Polder in Niedersachsen und Köge in Schleswig-Holstein.

Insgesamt liegen die Kennwerte für die Köge in Schleswig-Holstein deutlich über den Werten der Polder an der niedersächsischen Nordseeküste und zeigen damit eine höhere Aufnahmekapazität für einströmendes Wasser im Fall eines Deichbruchs.

## 4 Konsequenzen des Versagens von Küstenschutzanlagen

### 4.1 Methodik

Die Konsequenzen eines Versagens des Küstenschutzsystems bestehen neben Schäden am Küstenschutzsystem selbst vor allem in der Überflutung sturmflutgeschützter Küstenniederungen und damit verursachter negativer Auswirkungen. Ziel war es, den Einfluss verschiedener Küstenschutzsysteme, der Topografie der überflutungsgefährdeten Gebiete sowie der meteorologischen und hydrologischen Randbedingungen auf die Überflutungscharakteristik zu untersuchen. Hierzu wurden Deichbruchszenarien für typische Konstellationen von Küstenschutzsystemen und Topografien hydronumerisch simuliert.

Zunächst wurden vereinfachte synthetische Modellgebiete definiert, die sich aus den vorangehenden Analysen als typische Fälle ergeben haben. In einem zweiten Schritt wurden die Untersuchungen auf ein Küstengebiet im nordwestlichen Ostfriesland erweitert. Für die Simulation der Überflutungen wird die Simulationssoftware SOBEK 1D2D des niederländischen Instituts Deltares verwendet (Delft Hydraulics 2004, Vanderkimpfen et al. 2009).

### 4.2 Untersuchungen für synthetische Modellgebiete

Für die Untersuchung des Einflusses verschiedener Modellparameter wurde zunächst ein Basismodell mit einer Ausdehnung von 20 x 20 km erstellt, auf dem alle im Weiteren zu

untersuchenden Modellvarianten basieren. Die gewählte Gitterauflösung von 50 x 50 m basiert auf Ergebnissen von Voruntersuchungen, die zeigen, dass unter den gegebenen Rahmenbedingungen eine feinere Auflösung nur zu unwesentlich veränderten Berechnungsergebnissen führt.

Es wurde eine einheitliche Geländehöhe von NHN +0,0 m, einem für den Küstenraum typischen Höhenniveau im Binnenland, angesetzt. Für die Oberflächenrauigkeit des Geländes wird ein einheitlicher Rauheitsfaktor mit einem Stricklerbeiwert von  $k_{st} = 25 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$  verwendet (Thorenz et al. 2008).

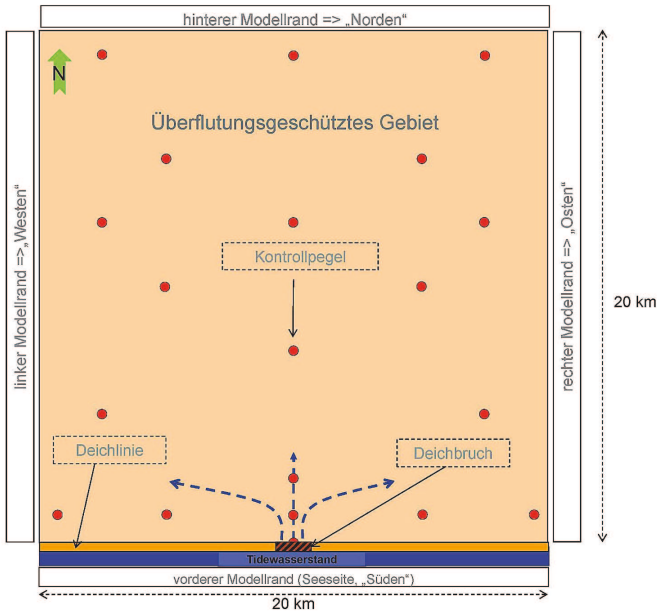


Abbildung 11: Grundmodell für die Überflutungssimulationen – schematische Darstellung.

Das Überflutungsgebiet ist über die gesamte Breite seeseitig durch eine Deichlinie mit der Höhe von NHN +8,0 m begrenzt (Abb. 11). In die Mitte der Deichlinie ist eine Bruchstelle implementiert. Der seeseitige Wasserstand wird in Form eines Tidewasserstandes über die Zeit als linienhafte Randbedingung am südlichen Modellrand eingesteuert.

Der simulierte Zeitraum beträgt 78 Stunden mit einer zeitlichen Auflösung von 1 Minute. Als Randbedingung wird der Wasserstand am südlichen Modellrand als szenarienbasierte Sturm tideganglinie vorgegeben. Um eine Vergleichbarkeit mit den Ergebnissen aus dem Forschungsprojekt SAFECOAST (Thorenz et al. 2008) zu ermöglichen, wird zunächst eine der für den Bereich der Deichacht Norden seinerzeit verwendeten Tideganglinien angesetzt (Abb. 12).

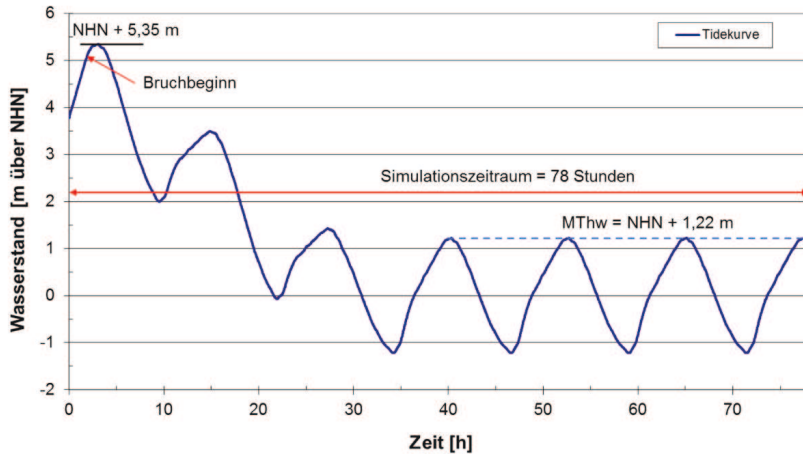


Abbildung 12: Eingesteuerte Tideganglinie für das Grundmodell.

Um in den Modellvarianten eine einheitliche Deichbruchentwicklung zu gewährleisten, wird für die Untersuchungen das in die Simulationssoftware implementierte Breschenbildungsmodell von van der Knaap (Delft Hydraulics 2004) verwendet. Die Gesamtbreite des Bruchs beträgt 150 m. Die Bruchentwicklung wird zeitlich mit 2 Stunden vorgegeben. Die Geländehöhe in der Bresche befindet sich dann auf dem Niveau des Hinterlandes. Über das gesamte potentielle Überflutungsgebiet sind virtuelle Kontrollpegel angeordnet, um Wasserstände bzw. Wassertiefen und Fließgeschwindigkeiten über die Dauer der Überflutungssimulation analysieren zu können.

#### 4.2.1 Variation der Geländehöhe im deichgeschützten Gebiet

Um die Größe des Einflusses unterschiedlicher Geländehöhen zu untersuchen, wurde das Grundmodell mit einheitlichen Geländehöhen von NNH +0 m und NNH +1,22 m entsprechend dem Niveau des mittleren Tidehochwassers im Modellgebiet versehen. In Abb. 13 sind die simulierten Einstauvolumina für die Modelle mit einer Geländehöhe von NNH +1,22 m bzw. NNH +0,00 m dargestellt.

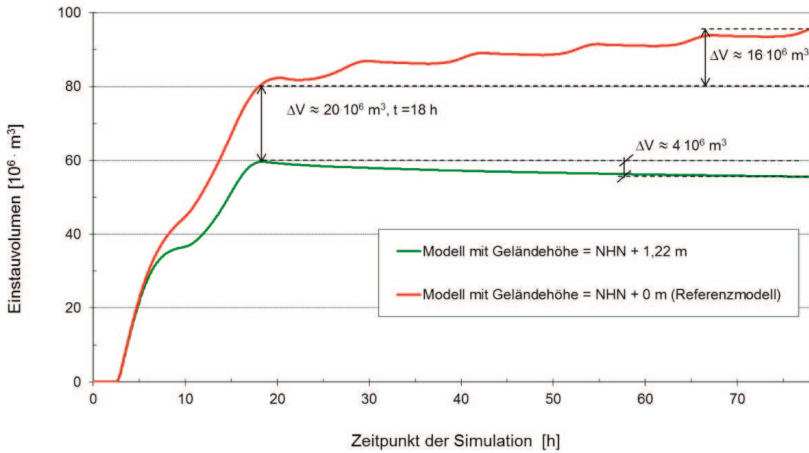


Abbildung 13: Einfluss der Geländehöhe des Überflutungsgebietes auf das Einstauvolumen.

Innerhalb der ersten circa 16 Stunden nach dem Bruchbeginn (18 h nach Simulationsbeginn) ist ein erheblicher Anstieg des einströmenden Wassers für beide Modellvarianten bedingt durch die beiden ersten erhöhten Tiden zu erkennen. Nach Ende dieser Phase liegt das simulierte Einstauvolumen für das Modell mit einer Geländehöhe von NHN +1,22 m bereits um circa 20 Millionen m<sup>3</sup> niedriger als bei dem Referenzmodell mit einer Geländehöhe NHN +0 m. Die nachlaufenden regulären Tiden bewirken bei dem Modell mit einer Geländehöhe mit NHN +0 m eine deutliche Erhöhung des Einstauvolumens unter der Maßgabe, dass die Bruchstelle nicht geschlossen werden kann. Bei dem Modell mit einer Geländehöhe von NHN +1,22 m reduziert sich hingegen das simulierte eingestaute Volumen durch Ausströmen von Wasser durch die Bruchstelle. Am Ende des Simulationszeitraums ist bei dem Modell mit einer Geländehöhe von NHN +0 m mit circa 96 Millionen m<sup>3</sup> erheblich mehr Wasser in dem Modell gespeichert als bei dem Modell mit einer Geländehöhe von NHN +1,22 m mit circa 56 Millionen m<sup>3</sup>. Die durchschnittlichen maximalen Überflutungstiefen für das Betrachtungsgebiet betragen 0,27 m bzw. 0,35 m bei Geländehöhen von NHN +1,22 m bzw. NHN +0 m.

#### 4.2.2 Auswirkung von Deichvorland

Die Geländehöhe und die Ausdehnung von Deichvorländern vor einem Deich können unterschiedlich ausgeprägt sein. Für die Analyse der Wirkung von Vorland auf die Überflutung des Modellgebietes werden in dem Überflutungsmodell Vorlandbreiten von 50 m bis 200 m mit Höhen von NHN +1,75 m (entsprechend circa 0,5 m über dem angesetzten MThw) bis über NHN +2,25 m untersucht (Tab. 1).

Die simulierten Einstauvolumina weisen über die Simulationsdauer eine Spannweite von 58 Mio. m<sup>3</sup> für eine Vorlandbreite von 50 m und eine Vorlandhöhe von NHN +1,75 m bis hin zu 31 Mio. m<sup>3</sup> bei 200 m Breite und einer Vorlandhöhe von 2,25 m NHN auf (Abb. 14). Damit reduziert das Deichvorland die simulierten Einstauvolumina auf 60 % bzw. 32 % des Ausgangswertes. Das Untersuchungsgebiet wird für alle betrachteten Fälle vollständig oder nahezu vollständig geflutet.

Tabelle 1: Simulationsergebnisse für die Modellvarianten mit Vorland.

Variante	Vorlandhöhe [m ü. NHN]	Vorlandbreite [m]	Simuliertes Einstauvolumen nach 78 h [ $10^6 \text{ m}^3$ ]	Durchschn. max. Überflutungstiefe [m]
ohne Vorland	---	---	96	0,36
Vorland	2,25	50	44	0,24
		100	35	0,21
		150	32	0,20
		200	31	0,20
Vorland	2,00	50	51	0,25
		100	42	0,23
		200	38	0,22
Vorland	1,75	50	58	0,27
		100	49	0,25
		200	45	0,24

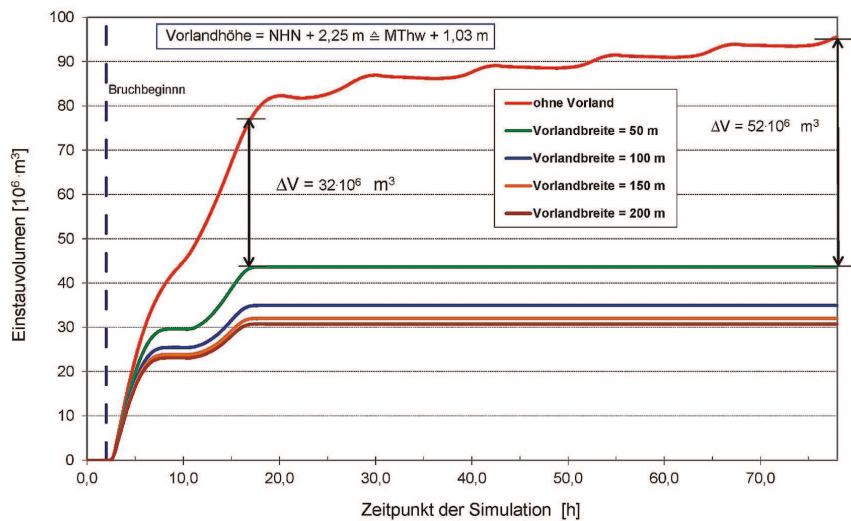


Abbildung 14: Einstauvolumina für Modellvarianten mit unterschiedlichen Vorlandbreiten und eine Vorlandhöhe von NHN +2,25 m.

Nach den beiden ersten erhöhten Tiden sind bereits erhebliche Differenzen der Einstauvolumina der Vorlandvarianten im Vergleich zum Referenzfall zu erkennen. Das Vorland verhindert im weiteren Verlauf, d. h. während der nachfolgenden Normaltiden, den Zu-  
strom von Wasser in das geschützte Gebiet.

Die Wirkung des Vorlandes nimmt mit zunehmender Breite zu, wobei die zusätzliche Reduktion abnimmt. Eine Verbreiterung des Vorlandes von 50 m auf 200 m bewirkt in Abhängigkeit von dessen Höhenlage eine Verringerung des Einstauvolumens zwischen 22 % und 30 %. Die Erhöhung des Vorlandes um 50 cm von 1,75 m über NHN auf 2,25 m über NHN reduziert in Abhängigkeit von der Breite das Einstauvolumen um 24 % bis 31 % (Tab. 1).

Die Ergebnisse der Überflutungssimulation zeigen zusammenfassend eine deutlich reduzierende Wirkung der Vorländer auf das Einstauvolumen und die durchschnittliche maximale Überflutungstiefe. Hierbei wird jeweils die Stabilität des Vorlandes vorausgesetzt.

### 4.2.3 Einfluss von Sommerdeichen

Auf Teilstrecken der Küstenlinie sind neben einem Deichvorland zusätzlich Sommerdeiche vorhanden. Diese wurden ursprünglich errichtet, um im Sommer erhöhte Tidewasserstände von landwirtschaftlichen Nutzflächen im Deichvorland fernzuhalten. Sie weisen oft Geländehöhen von bis zu zwei Metern über dem MThw auf und werden im Fall von schweren Sturmfluten in der Regel überflutet.

Für die Untersuchungen wurden die Kronenhöhen für den Sommerdeich von  $\text{NHN} + 2,75 \text{ m}$  und  $\text{NHN} + 3,25 \text{ m}$  sowie Vorlandhöhen von  $\text{NHN} + 1,75 \text{ m}$ ,  $\text{NHN} + 2,00 \text{ m}$  und  $\text{NHN} + 2,25 \text{ m}$  jeweils für eine Vorlandbreite von  $200 \text{ m}$  betrachtet (Abb. 15).

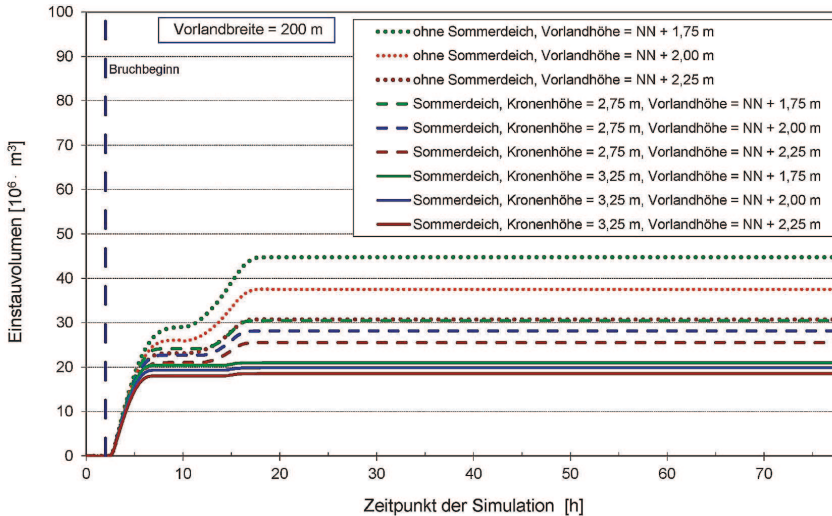


Abbildung 15: Einstauvolumina für Modellvarianten mit Vorland und mit Sommerdeichen.

Durch eine zunehmende Kronenhöhe des Sommerdeiches werden die Einstauvolumina reduziert. Bei einer Vorlandhöhe von  $\text{NHN} + 1,75 \text{ m}$  und einem Sommerdeich mit einer Kronenhöhe von  $\text{NHN} + 2,75 \text{ m}$  reduziert sich das Einstauvolumen am Ende der Simulation im Vergleich zu einem reinen Vorland von circa 45 Mio.  $\text{m}^3$  auf circa 30,5 Mio.  $\text{m}^3$ . Eine Erhöhung des Sommerdeichs um  $0,50 \text{ m}$  auf  $\text{NHN} + 3,25 \text{ m}$  bewirkt eine weitere Reduktion des Einstauvolumens von circa 21 Mio.  $\text{m}^3$ .

Mit zunehmender Höhe des Vorlandes ist eine weitere Reduzierung des in das Hinterland einströmenden Wasservolumens verbunden. Für einen Sommerdeich mit einer Kronenhöhe von  $\text{NHN} + 3,25 \text{ m}$  und einer Erhöhung des Vorlandes um  $0,50 \text{ m}$  auf  $\text{NHN} + 2,25 \text{ m}$  ergibt sich eine weitere Verringerung des Einstauvolumens von circa



21 Mio. m<sup>3</sup> auf circa 18,5 Mio. m<sup>3</sup>. Es wird deutlich, dass der Effekt der Vorlanderhöhung deutlich geringer ist als der größerer Kronenhöhen.

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass bereits ein relativ niedriger Sommerdeich, der vor dem versagenden Hauptdeichabschnitt liegt, die in das Hinterland einströmenden Wassermengen im Vergleich zu den Vorlandvarianten ohne Sommerdeich erheblich reduzieren kann.

#### 4.2.4 Einfluss von zweiten Deichlinien

Entlang der niedersächsischen und schleswig-holsteinischen Nordseeküste existieren auf größeren Strecken hinter der ersten Deichlinie zweite Deichlinien. Die erste und zweite Deichlinie bilden in Kombination Polder bzw. Köge.

Aufgrund der in Abschnitt 3.4.2 durchgeführten Analyse werden typische Größenordnungen spezifischer Speichervolumina von 500 m<sup>3</sup>/m bis 10.000 m<sup>3</sup>/m bezogen auf die erste Deichlinie ausgewählt, um deren Auswirkungen für den Fall eines Deichbruchs auf einen einheitlich definierten Deichabschnitt zu untersuchen. Weiterhin wird die Höhe der zweiten Deichlinie in Bezug auf den Scheitelwasserstand der eingesteuerten Tidekurve variiert und Höhen in 50-cm-Schritten ab dem Scheitelwasserstand von NHN +5,35 m, NHN +4,85 m, NHN +4,35 m sowie NHN +3,85 m gewählt. Es wird vorausgesetzt, dass kein Bruch der zweiten Deichlinie stattfindet.

In Abb. 16 sind die Einstauvolumina für alle Kombinationen aus Speichervolumen, Kronenhöhen der zweiten Deichlinie des Überflutungsgebietes und des Polders zusammengefasst. Im Vergleich zum Referenzmodell ohne Polder wird bereits bei dem Modell mit einer Höhe der zweiten Deichlinie von NHN +3,85 m und einem spezifischen Speichervolumen von 500 m<sup>3</sup>/lfd. m Hauptdeichlinie und Geländehöhen im Polder von NHN +0 m eine Reduktion des simulierten Einstauvolumens auf circa 17 % (16,2 Mio. m<sup>3</sup>) erreicht. Ab einem spezifischen Speichervolumen von 5.000 m<sup>3</sup> pro laufenden Meter Hauptdeichlinie findet nur noch für Höhen der zweiten Deichlinie von NHN +3,85 m (Restmenge circa 6,8 % bzw. 6,5 Mio. m<sup>3</sup>) und NHN +4,35 m (Restmenge circa 1,6 % bzw. 1,5 Mio. m<sup>3</sup>) eine Überflutung des Geländes hinter der zweiten Deichlinie statt. Bei einem spezifischen Speichervolumen von 10.000 m<sup>3</sup> pro laufenden Meter Hauptdeichlinie gelangt auch bei den Varianten mit den beiden niedrigsten Höhen der zweiten Deichlinie kein Wasser mehr in das Hinterland.

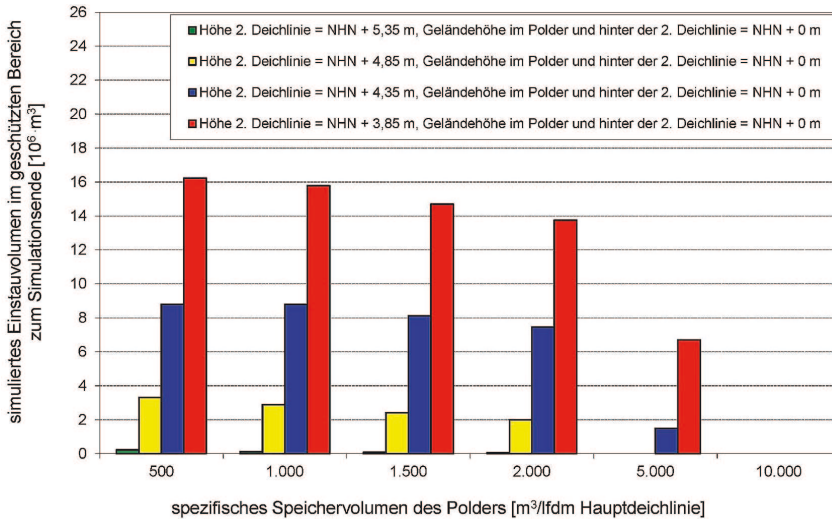


Abbildung 16: Einstauvolumina zum Ende der Simulation im Überflutungsgebiet für Variationen der Speichervolumina und Kronenhöhen der zweiten Deichlinie für Geländehöhen von NHN +0 m.

Zusammenfassend zeigt die Analyse der Ergebnisse dieser Variantenbetrachtungen, dass die Höhe der zweiten Deichlinie einen wesentlichen Einfluss auf das Einstauvolumen im hinter der zweiten Deichlinie liegenden Modellgebiet hat. Für Polder mit in Niedersachsen überwiegend auftretenden Größen bis 2.000 m³/m besitzt die Höhe der zweiten Deichlinie einen erheblich größeren Einfluss auf die Flutung des binnenliegenden Bereichs als das spezifische Speichervolumen.

#### 4.2.5 Einfluss von Gewässersystemen

Zur Entwässerung der deichgeschützten Gebiete entlang der Nordseeküste dienen oft künstliche Gewässersysteme. Diese können allerdings im Fall eines Versagens des Küstenschutzsystems die Ausbreitung des Wassers in das Hinterland beeinflussen und begünstigen (Burg et al. 2008, Thorenz et al. 2008).

Für eine weitergehende Untersuchung des Einflusses werden Gewässersysteme mit unterschiedlicher Anzahl der Gewässerelemente und räumlicher Verteilung implementiert. Weiterhin werden teilvolle und bordvolle Vorfüllung unterschieden.

Eine Übersicht der untersuchten Modellvarianten einschließlich virtueller Kontrollpegelstandorte ist in Abb. 17 dargestellt.

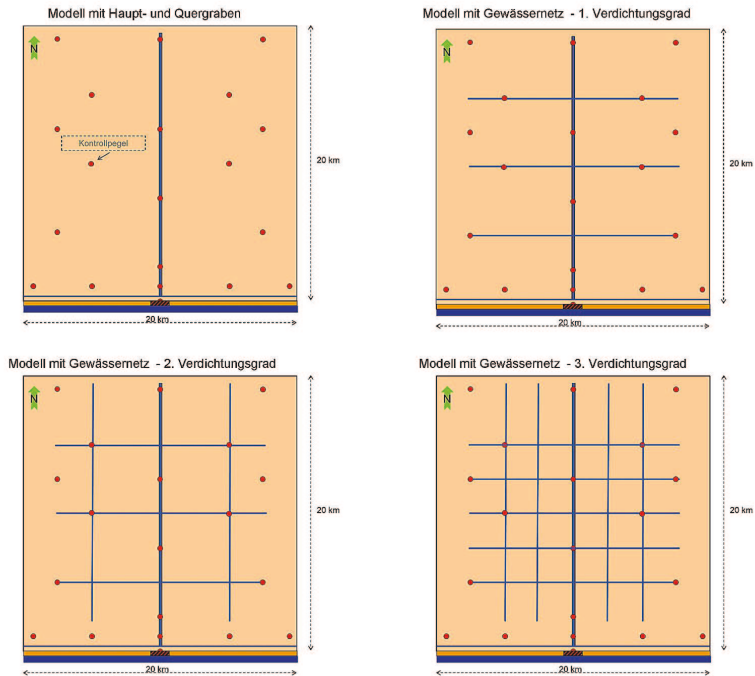


Abbildung 17: Modellvarianten mit Gewässersystemen.

Als Modellvariante 1 wird ein Gewässersystem, bestehend aus einem Hauptgraben und einem Deichfußgraben, gewählt. Der Hauptgraben besitzt ein Rechteckprofil mit 20 m Breite und 3 m Tiefe. Der Deichfußgraben weist ein trapezförmiges Profil auf und ist 2 m tief. Die Breite des Gewässers beträgt 2,0 m.

Als weitere Varianten werden Gewässersysteme mit unterschiedlicher räumlicher Verdichtung untersucht. Zusätzlich zu dem Hauptgraben und dem Deichfußgraben aus Modellvariante 1 werden weitere Gewässerelemente bzw. Gewässerabschnitte, die orthogonal und parallel zum Hauptgraben verlaufen, hinzugefügt und deren Abstand und Anzahl variiert.

Die simulierten Einstauvolumina liegen für alle untersuchten Gewässervarianten wie bei dem Referenzmodell mit einer Geländehöhe von NHN +1,22 m bei circa 56 Millionen m<sup>3</sup>, da der Überflutungsraum voll ausgefüllt wird. Die durchschnittlichen maximalen Überflutungstiefen für die Varianten mit Gewässersystemen ergeben Werte von 0,26 m bis 0,27 m.

Unterschiede ergeben sich in der lokalen Wasserstandsentwicklung in Teilbereichen des Modellgebietes. Der nördliche Bereich des Modellgebietes wird bei allen Modellen mit Gewässernetz, insbesondere in der Nähe der Gewässersysteme, erheblich schneller überflutet als bei dem Referenzmodell, wie in Abb. 18 für Kontrollpegel 18 exemplarisch dargestellt.

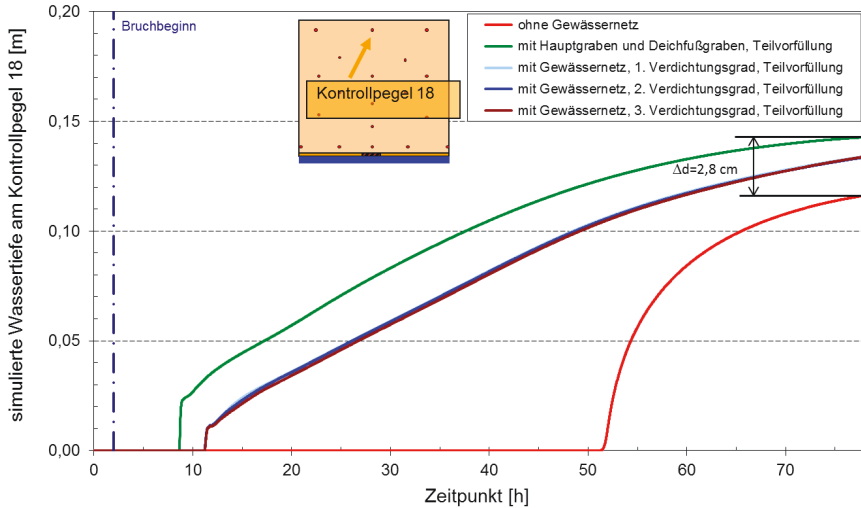


Abbildung 18: Simulierte Wassertiefe am Kontrollpegel 18 für Modelle mit und ohne Gewässersysteme/n bei Teilvorfüllung.

Der Kontrollpegel 18 wird beim Modell ohne Gewässer circa 50 Stunden nach Bruchbeginn von der Überflutung erreicht. Beim Modell mit Hauptgraben und Deichfußgraben ist dieses bereits 6 Stunden nach Bruchbeginn der Fall. Bei den Modellen mit Gewässernetz mit den Verdichtungsgraden 1 bis 3 wird der Bereich in der Nähe des Kontrollpegels circa 10 Stunden nach Bruchbeginn vom Wasser erreicht.

Bei bordvoller Vorfüllung der Gewässer wird dieser Effekt noch deutlicher, weil bei nahezu bordvoller Füllung das Speichervolumen des Gewässersystems erheblich reduziert ist (Abb. 19).

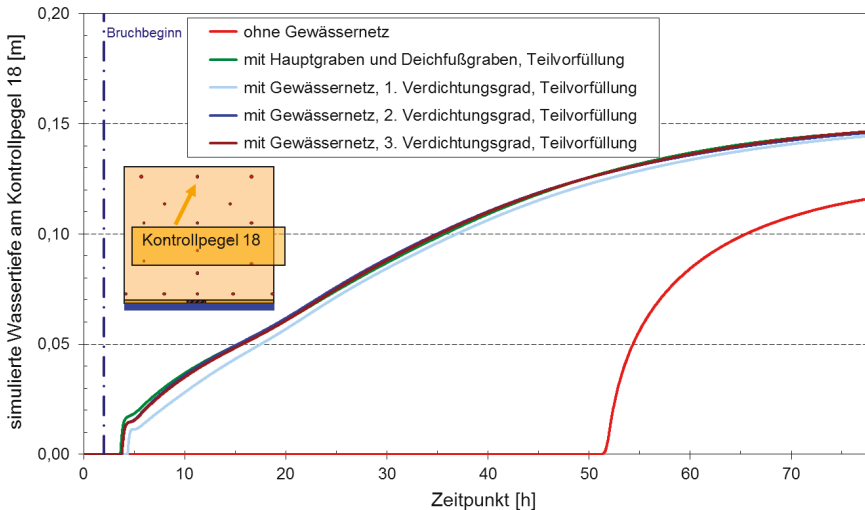


Abbildung 19: Simulierte Wassertiefe am Kontrollpegel 18 für Modelle mit und ohne Gewässer, bordvolle Vorfüllung.

Mit zunehmender Entfernung vom Hauptvorfluter reduziert sich der Einfluss des Gewässernetzes wie exemplarisch für Kontrollpegel 16 dargestellt (Abb. 20).

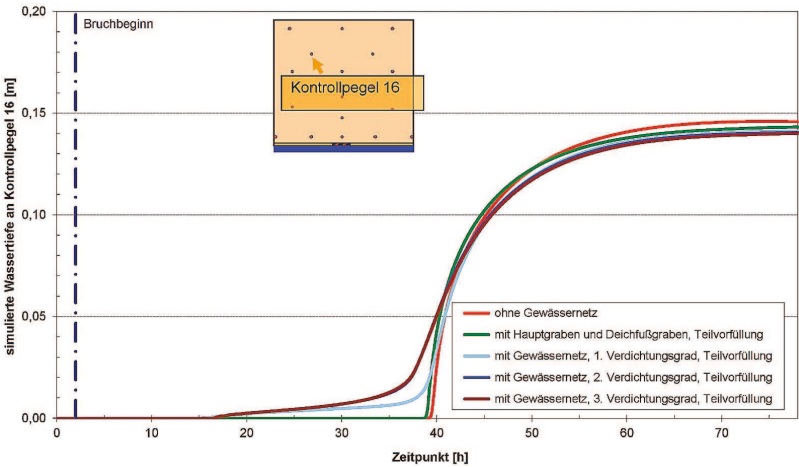


Abbildung 20: Simulierte Wassertiefe am Kontrollpegel 16 für Modelle mit und ohne Gewässer, Teilvorfüllung.

In dem Bereich der Modellränder ist der Einfluss z. B. am Kontrollpegel 20 des Gewässersystems nur noch sehr gering (Abb. 21). Gleiches gilt für den Nahbereich der Deichbruchsstelle.

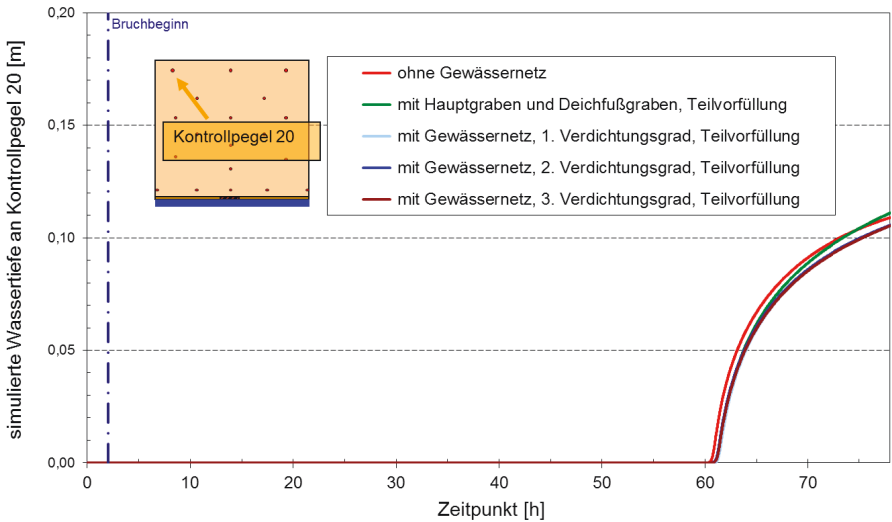


Abbildung 21: Simulierte Wassertiefe am Kontrollpegel 20 für Modelle mit und ohne Gewässer, Teilvorfüllung.

### 4.2.6 Einfluss von Wind

Um potentielle Auswirkungen von Windeinfluss auf die Ausbreitung des in das geschützte Gebiet einfließenden Wassers zu untersuchen, wurde exemplarisch eine erste Deichlinie mit einer Vorlandbreite von 200 m, einer Vorlandhöhe von NHN + 2,25 m und ein konstanter, orthogonal zur Deichlinie wehender Wind mit Windgeschwindigkeiten von 10 m/s, 15 m/s und 20 m/s angesetzt. Die Windwirkdauer beträgt beginnend mit Simulationsbeginn insgesamt 10 Stunden.

Tabelle 2: Ergebnisse der Simulationen der Modelle mit Windansatz im Vergleich mit dem Referenzmodell.

Windgeschwindigkeit	Höhe Vorland	Breite Vorland	Simuliertes Einstauvolumen nach 78 h	Maximal überflutete Fläche	Durchschn. max. Überflutungstiefe
[m/s]	[m NHN]	[m]	[10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> ]	[km <sup>2</sup> ]	[m]
ohne Wind	2,25	200	30,7	297	0,20
10			30,8	301	0,20
15			30,9	305	0,20
20			31,0	315	0,20

Für Windgeschwindigkeiten von 10 m/s bzw. 15 m/s ergeben sich für die Einstauvolumina und die maximal überflutete Fläche Abweichungen, die im Bereich von maximal circa 1 % liegen (Tab. 2). Bei der Analyse der Überflutungsfläche ergibt sich für das Modell mit Windeinfluss eine maximale Erhöhung von circa 6 %. Deshalb wird zusätzlich die Verteilung der Überflutungstiefen unter Windeinfluss betrachtet (Abb. 22).

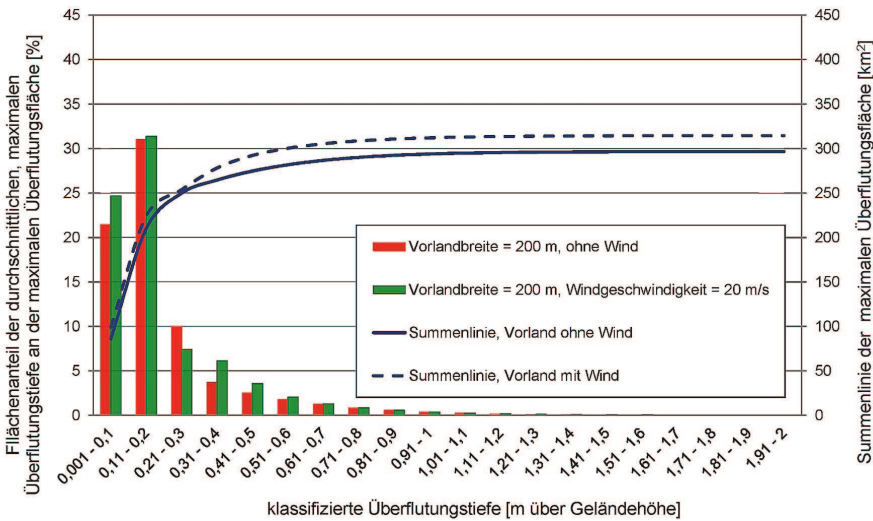


Abbildung 22: Klassifizierte Überflutungstiefen für die Modelle mit und ohne Windeinfluss.

Für die Modellvariante mit Windeinfluss im Bereich von 0,1 m bis 0,6 m sind – die Klasse der Überflutungstiefen von 0,20 m bis 0,30 m ausgenommen – die Überflutungstiefen geringfügig größer als beim Modell ohne Wind. Die durchschnittlichen maximalen Überflutungstiefen für beide Varianten sind hingegen mit 0,20 m nahezu gleich.

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass mit zunehmender Windstärke nur eine geringfügige Zunahme der maximalen Überflutungsfläche und der Einstauvolumina für das untersuchte Modellgebiet einhergeht. Gegenüber den in den vorangehenden Kapiteln untersuchten Einflussgrößen ist der Wind eher von untergeordneter Bedeutung.

#### **4.2.7 Variation der Sturmflutszenarien**

Die in den vorangegangenen Abschnitten beschriebenen Untersuchungen zur Erfassung der Wirkung ausgewählter Parameter auf die Überflutung von deichgeschützten Gebieten basieren auf einem einheitlichen Sturmflutszenario, welches bereits im Projekt SAFE-COAST verwendet worden ist (Burg et al. 2008). Um die Sensitivität gegenüber anderen Sturmflutszenarien zu untersuchen, wird dieses Szenario für ausgewählte Konstellationen des Küstenschutzsystems im Hinblick auf die Sturmflutscheitelhöhe und den Bruchzeitpunkt variiert, da diese Parameter wesentlichen Einfluss auf die Überflutungsausbreitung im Versagensfall haben können (siehe z. B. Kortenhaus 2003, Thorenz et al. 2008).

Der Sturmflutscheitel wird um 25 cm auf NHN +5,60 m erhöht. Dieser Wert ergibt sich ungefähr durch die Ermittlung des Bemessungswasserstands für den Bereich des Pilotgebietes Norden unter Berücksichtigung eines Vorsorgemaßes von 50 cm für den säkularen Meeresspiegelanstieg und zukünftiger Auswirkungen des Klimawandels.

Der Verlauf der Windstaukurve wird auf Grundlage des Windstauverlaufes von Gönner (2003) angepasst. Zusätzlich wird unter Ansatz des Sturmflutscheitelwertes von NHN +5,35 m der Beginn des Bruchs um eine Stunde bzw. zwei Stunden später angesetzt. Die Dauer und die räumliche Entwicklung der Bruchentwicklung bleiben unverändert.

Für eine scharliegende erste Deichlinie erhöht sich das Einstauvolumen bei Ansatz eines um 25 cm höheren Wasserstandes um circa 14 %. Bei um eine Stunde später einsetzendem Bruchbeginn reduziert sich das Volumen hingegen um 6 % und bei zwei Stunden um 20 % gegenüber dem Ausgangswert von 96 Mio. m<sup>3</sup>.

Für ein Vorland mit einer Höhe von 2,25 m über NHN und einer Breite von 50 m steigt das Einstauvolumen um 11 % bzw. reduziert sich um 20 % im Vergleich zu ursprünglich 44 Mio. m<sup>3</sup>.

Für das Modell mit einer zweiten Deichlinie in Höhe von NHN +3,85 m und einem spezifischen Speichervolumen von 500 m<sup>3</sup>/lfd. m erster Deichlinie beträgt die Erhöhung 6 % bzw. die Reduzierung 25 % bei einem Ausgangswert von 17 Mio. m<sup>3</sup>.

#### **4.3 Zusammenfassende Betrachtung zum Einfluss der untersuchten Parameter**

Die Überflutungssimulationen wurden szenarienbasiert für vereinfachte synthetische Modellgebiete durchgeführt, um die Wirkung veränderter Eingangsparameter und Randbedingungen auf das Überflutungsergebnis im Fall des Versagens des Küstenschutzsystems systematisch untersuchen zu können.

Generell kann festgestellt werden, dass das Vorhandensein ergänzender Elemente in einem Küstenschutzsystem zur ersten Deichlinie im Fall eines Deichbruchs einen großen Einfluss auf die Überflutungstiefen und maximalen Überflutungsflächen im geschützten Gebiet haben kann.



Das an der Nordseeküste auf großen Strecken der ersten Deichlinien vorhandene Deichvorland einschließlich Sommerdeichen besitzt hier bereits ab einer Geländehöhe von circa 50 cm über dem mittleren Tidehochwasser einen erheblichen Einfluss. Dieser nimmt mit zunehmender Höhe der Elemente zu und reduziert Überflutungstiefen sowie maximal überflutete Flächen im geschützten Gebiet deutlich. Diese Schutzwirkung unterstreicht neben der schützenden Wirkung des Hauptdeiches selbst die Bedeutung funktional intakter Deichvorländer für den Küstenschutz.

Zweite Deichlinien, die auf großen Strecken in Schleswig-Holstein und in Teilen in Niedersachsen vorhanden sind, schränken die Überflutung des Hinterlandes auch bei Kronenhöhen deutlich unterhalb des Bemessungswasserstandes und kleinen Poldervolumina erheblich ein und führen bei großen spezifischen Speicherkapazitäten zur Verhinderung einer weitergehenden Überflutung.

Einen weiteren wichtigen Faktor stellt die Topografie des Hinterlandes dar. Bei einer Geländehöhe im geschützten Gebiet über dem MThw sinken die maximalen Überflutungsflächen sowie die Überflutungstiefen deutlich, weil die nach Ende des Windstauinflusses folgenden regulären Tiden nicht mehr durch eine noch offene Deichbruchstelle in das Hinterland einströmen können. Ein ausgeprägtes Gewässernetz hingegen kann die Ausbreitungsgeschwindigkeit der Überflutung in das weiter im Hinterland liegende Gebiet in Abhängigkeit von dessen Lage und hydraulischer Leistungsfähigkeit erhöhen. Dieses kann im Hinblick auf die Vorwarnzeit im Falle einer Überflutung von erheblicher Bedeutung sein. Zusätzlich ist eine geringe Zunahme der maximal überfluteten Fläche festzustellen.

Unterschiedliche meteorologische und hydrologische Randbedingungen wurden mithilfe einer Variation der Windfelder über dem Untersuchungsgebiet sowie der Tidekurven und Bruchzeitpunkte untersucht. Der Einfluss eines konstanten Windfeldes mit Windgeschwindigkeiten bis zu 20 m/s und einer Dauer von 10 Stunden auf die Überflutungsausbreitung ist gering. Hingegen führt ein um 25 cm höherer Sturmflutwasserstand zu einem deutlichen Anstieg der maßgebenden Überflutungsparameter, d. h. der maximal überfluteten Fläche sowie der durchschnittlichen maximalen Überflutungstiefe. Der Beginn des Deichbruchs wurde für alle Modellvarianten eine Stunde vor Eintritt des Sturmflutwasserstands angesetzt. Bei einem mit Eintritt des Scheitelwasserstands zeitgleich beginnendem Bruch ist eine Reduzierung der maßgebenden Überflutungsparameter festzustellen. Beginnt der Bruch eine Stunde nach Eintritt des Scheitelwasserstands, werden die Werte für die maximal überfluteten Flächen und die Überflutungstiefen weiter vermindert.

#### **4.4 Untersuchungen für das Projektgebiet nordwestliches Ostfriesland**

Neben den Untersuchungen der synthetischen Modellgebiete soll ein Vergleich mit Simulationen in einem realen Küstengebiet erfolgen, welches möglichst viele Charakteristika des Küstenraums wie verschiedene Küstenschutzsysteme und typische Höhenverhältnisse aufweist. Im Bereich der Deichacht Norden im nordwestlichen Ostfriesland sind diese Rahmenbedingungen gegeben (Abb. 24). Zudem sind für die Modellierung topografische Begrenzungen durch Geländeformen oder Bauwerke vorhanden, die eine plausible Abgrenzung des Modellgebietes ermöglichen.

Eine wesentliche Basis für die Untersuchungen bildet das Vorhandensein von für die Anwendung der Methoden notwendigen Datengrundlagen. Dies sind unter anderem die Höheninformationen als DGM sowie das Amtliche Topographisch-Kartographische Informationssystem (ATKIS).

Das Projektgebiet Norden liegt im nordwestlichen Teil der Region Ostfriesland und umfasst eine Fläche von circa 55.000 Hektar. Die Lage des Untersuchungsgebietes und die Höhenstufen aus dem digitalen Geländemodell DGM 5 sind in Abb. 23 dargestellt.

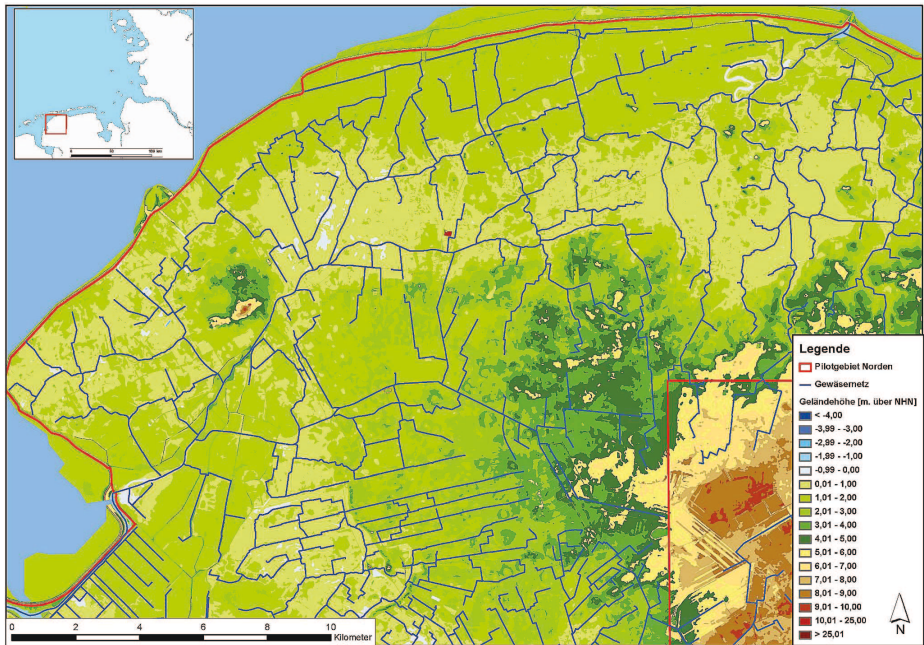


Abbildung 23: Lage des Untersuchungsgebietes nordwestliches Ostfriesland mit Geländehöhen und Gewässernetz 2. Ordnung.

Die maximale Ost-West-Ausdehnung des Gebietes beträgt circa 37 km und die maximale Nord-Süd-Ausdehnung circa 23 km. Die nördliche und westliche Grenze des Pilotgebietes wird durch die Hauptdeichlinie gebildet. Das Gebiet erstreckt sich im südlichen Bereich bis zur Ortschaft Georgsheil und im östlichen Bereich bis Bensenstiel.

Den größten Siedlungsbereich mit circa 25.000 Einwohnern bildet die Stadt Norden mit dem circa 5 km von der Küste entfernt im Landesinneren liegenden Stadtgebiet und dem Stadtteil Norddeich unmittelbar an der Nordseeküste. Weite Bereiche des Pilotgebietes sind durch Marschgebiete geprägt. Diese liegen in den niedrigsten Bereichen bei bis zu NHN -2 m. Im Innenstadtbereich von Norden dagegen befindet sich ein Geestkern mit einer Höhe von bis zu NHN +9 m.

Das Pilotgebiet ist mit einem weit verzweigten Gewässernetz durchzogen. Dieses dient in Kombination mit Sielen und Schöpfwerken zur Entwässerung des tiefliegenden Marschlandes. Das in dem Pilotgebiet vorhandene Gewässernetz 2. Ordnung ist in Abb. 23 dargestellt.

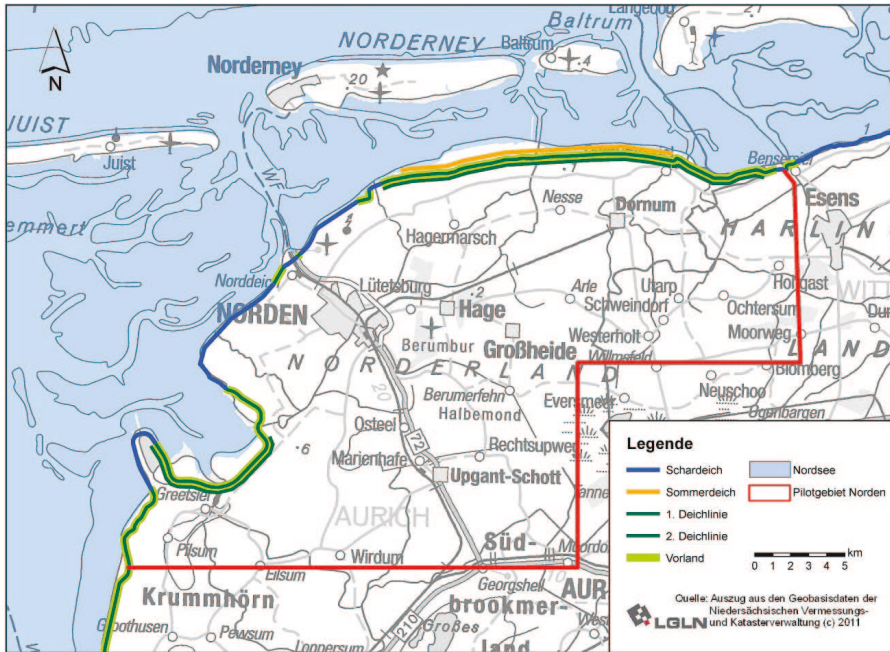


Abbildung 24: Küstenschutzsysteme im Untersuchungsgebiet.

Nordwestlich der Stadt Norden ist eine scharliegende erste Deichlinie vorhanden, auf welche sich die Untersuchungen konzentrieren (Abb. 24). Hierzu wird das vorhandene Küstenschutzsystem durch zusätzliche Elemente modifiziert, um deren Wirkung vergleichend zu den an den vorher untersuchten synthetischen Modellen für verschiedenen Szenarien quantifizieren zu können.

#### 4.4.1 Methodik

Für die Überflutungssimulation wird – wie für die synthetischen Modellgebiete – die Modellsoftware SOBEK genutzt. Die für die Modelltopografie verwendeten Geländehöhen werden als lineares Gitternetz auf Grundlage des DGM 5 der niedersächsischen Landesvermessung generiert. Für das Untersuchungsgebiet Norden wird eine Gitternetzweite von 50 m gewählt, die hinsichtlich der zu erwartenden Genauigkeit der Ergebnisse und der Rechenzeit auf Basis vorheriger Untersuchungen als geeignet angesehen werden kann.

Um das Pilotgebiet möglichst wirklichkeitsnah abbilden zu können, werden zusätzlich zum DGM die im Amtlichen Topographisch-Kartographischen Informationssystem (ATKIS) enthaltenen Linieninformationen in das Modell implementiert und die Rasterzellenhöhe entsprechend angepasst. Für die Oberflächenrauheit wird analog zu den voranstehenden Untersuchungen ein einheitlicher Rauheitsfaktor von  $k_{st} = 25 \text{ m}^{1/3}$  verwendet. Das Gewässernetz des Untersuchungsgebietes wird über die im ATKIS enthaltenen Informationen berücksichtigt. In Ermangelung von Messdaten wird vereinfachend ein idealisierter Regelquerschnitt für alle Gewässerabschnitte angenommen. Als Tidekurve wird zunächst die in Abschnitt 4.2.7 beschriebene Tidekurve mit einem Scheitelwasser-

stand von  $\text{NHN} + 5,60 \text{ m}$  verwendet. Die Berechnung der hydraulischen Zustände erfolgt innerhalb der Gewässernetze eindimensional.

Szenarienbasiert werden Deichbrüche an definierten Lokationen der ersten Deichlinie festgelegt. Es wird dabei angenommen, dass die Bruchstellen während des Simulationszeitraumes nicht geschlossen werden.

Als fiktiver Bruchort wird zunächst der Bereich des Itzendorfer Zugschlots westlich von Norddeich angesetzt. Hier ist eine scharliegende erste Deichlinie vorhanden. Die Bruchbreite und Bruchentwicklung entsprechen den in Abschnitt 4.2 beschriebenen. Zudem verläuft ein Zuggraben senkrecht zur Deichlinie in das Hinterland hinein und kommt damit den in synthetischen Modelltopografien untersuchten Verhältnissen nahe.

Ausgehend von dem Basisszenario eines Deichbruchs an dieser Stelle werden die Randbedingungen wie das Küstenschutzsystem, die Bruchszenarien und die Sturmflidekurve variiert, um als Sensitivitätsstudien deren Auswirkung auf die maximal überfluteten Flächen sowie die durchschnittlichen maximalen Überflutungstiefen zu quantifizieren.

4.4.2 Einfluss von Vorland und Sommerdeichen

In dem Bereich des angenommenen Bruchortes besteht das Küstenschutzsystem aus einem scharliegenden Deich. Um bei gleichen sonstigen Rahmenbedingungen die Auswirkungen eines Vorlandes als zusätzliches Element des Küstenschutzsystems untersuchen zu können, wird dieses mit einer Breite von  $100 \text{ m}$  und einer Höhe von  $\text{NHN} + 2,22 \text{ m}$ , d. h.  $0,75 \text{ m}$  über dem MThw, angenommen.

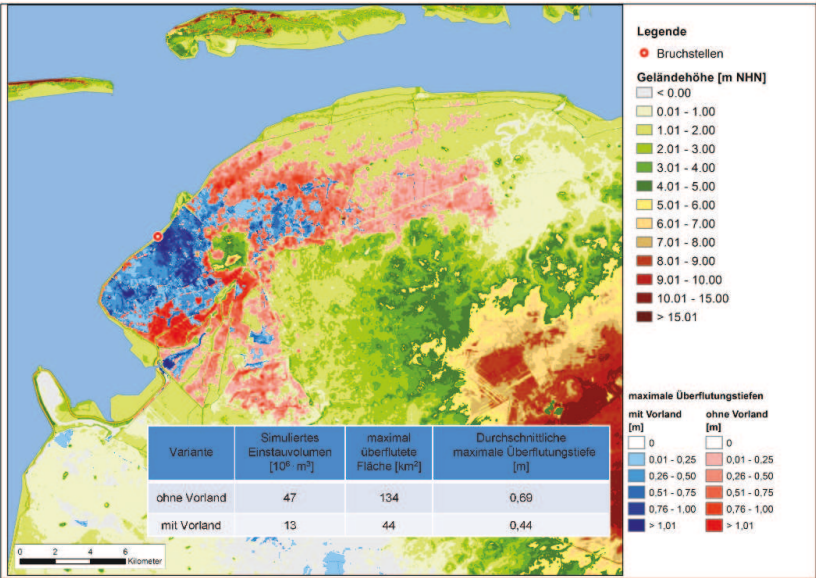


Abbildung 25: Darstellung der Ergebnisse der Überflutungssimulation für Deich mit und ohne Vorland.

Durch das Vorland wird eine erhebliche Verringerung der Auswirkungen des simulierten Deichbruchs erreicht (Abb. 25). Das Einstauvolumen im Untersuchungsgebiet reduziert



sich von ursprünglich 47 Mio. m<sup>3</sup> auf 13 Mio. m<sup>3</sup> entsprechend 28 % des Ausgangswertes. Die maximal überflutete Fläche wird auf 33 % des Ausgangswertes von 134 km<sup>2</sup> verringert. Die durchschnittliche maximale Überflutungstiefe reduziert sich um circa 36 % gegenüber dem Szenario ohne Vorland. Die reduzierende Wirkung des Deichvorlandes übersteigt damit diejenige im synthetischen Modellgebiet.

Die Untersuchungen für synthetische Modelltopografien in Abschnitt 4.2.3 haben gezeigt, dass Sommerdeiche im Vorland das Einstauvolumen im betroffenen Gebiet und die überflutete Fläche noch weiter reduzieren. Auch wenn es in der Gegenwart, insbesondere aus naturschutzfachlichen Gründen, kein Ziel mehr ist, Sommerdeiche neu zu errichten, wird die zusätzliche Wirkung eines Sommerdeiches exemplarisch für eine Sommerdeichhöhe von NHN + 3,0 m untersucht (Abb. 26).

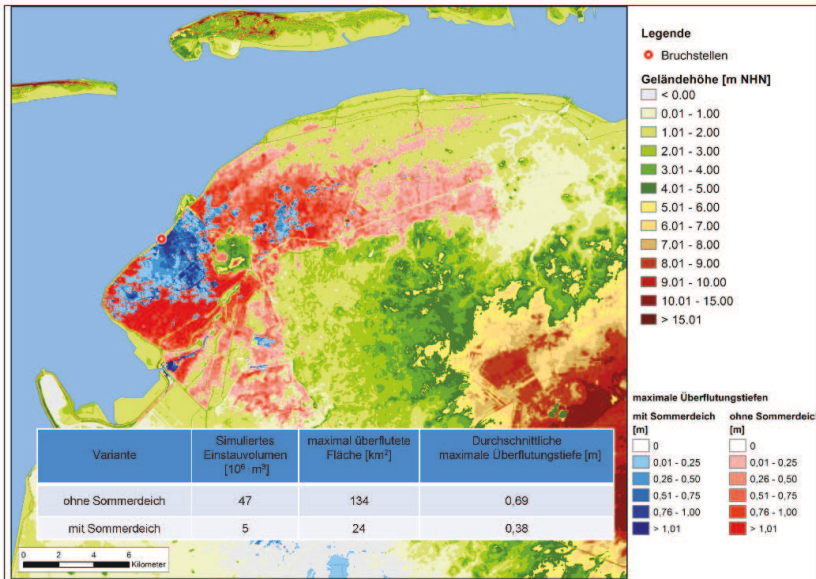


Abbildung 26: Vergleich der Ergebnisse der Überflutungssimulation für Szenarien mit und ohne Sommerdeich.

Das simulierte Einstauvolumen wird für den untersuchten Fall auf 5 Mio. m<sup>3</sup> reduziert, entsprechend 11 % des Referenzfalles. Die überflutete Fläche beträgt 24 km<sup>2</sup>, was einer Reduzierung auf 18 % des Referenzfalles entspricht. Es wird deutlich, dass die Existenz eines Sommerdeiches die positive Wirkung des Deichvorlandes noch erheblich erhöht.

#### 4.4.3 Einfluss von linienhaften Strukturen, Oberflächenrauigkeiten und Gewässernetzen

Im Untersuchungsgebiet sind zahlreiche Dammstrukturen verschiedener Art vorhanden, die in das Basismodell zusätzlich auf Basis der im ATKIS enthaltenen Informationen als linienhafte Strukturen implementiert wurden. Für die Untersuchung von deren Einwirkungen werden diese aus dem Modell entfernt.

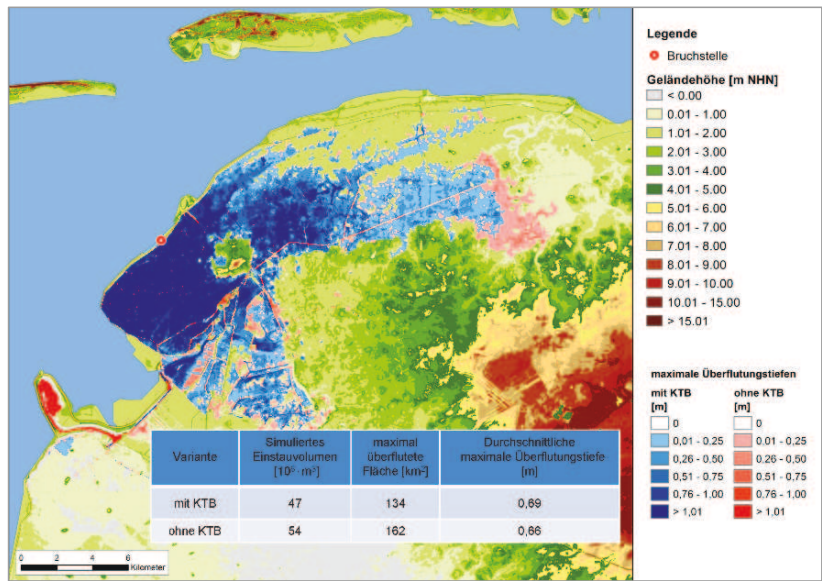


Abbildung 27: Darstellung der Ergebnisse der Überflutungssimulation mit und ohne linienhafte Strukturen.

Das simulierte Einstauvolumen und die überflutete Fläche erhöhen sich auf 115 % bzw. auf 110 % der Ausgangswerte (Abb. 27). Bei der durchschnittlichen maximalen Überflutungstiefe tritt eine geringe Erhöhung ein. Es wird deutlich, dass linienhafte Strukturen die Überflutungsmodellierung deutlich beeinflussen können und deshalb bei der Überflutungsmodellierung eine Berücksichtigung in Abhängigkeit von deren Umfang erfolgen sollte.

Bedingt durch die wechselnde Oberflächenstruktur sind im Modellgebiet unterschiedliche Rauigkeiten in der Natur vorhanden. Die von Überflutung betroffenen Flächen sind außerhalb der Siedlungsgebiete überwiegend landwirtschaftlichen Nutzungen zuzuordnen. Da eine detaillierte Analyse der Auswirkungen unterschiedlicher Rauigkeiten auf die Überflutungsausbreitung nicht das Hauptziel der Untersuchungen im Projekt darstellt, wird der Einfluss dieser durch Parametervariationen untersucht. Es werden Stricklerbeiwerte  $k_{st}$  von  $k_{st} = 20 \text{ m}^{1/3}$  bzw.  $30 \text{ m}^{1/3}$  gegenüber dem Ausgangsrauigkeitsbeiwert von  $k_{st} = 25 \text{ m}^{1/3}$  untersucht. Durch eine Reduzierung des Stricklerbeiwertes wird eine Abnahme der überfluteten Fläche auf 83 % und durch eine Erhöhung eine Zunahme auf 127 % des Ausgangswertes erreicht (Abb. 28). Der Ansatz der Größe und gegebenenfalls auch der räumlichen Verteilung des Stricklerbeiwertes ist deshalb für die Überflutungssimulation von Bedeutung.

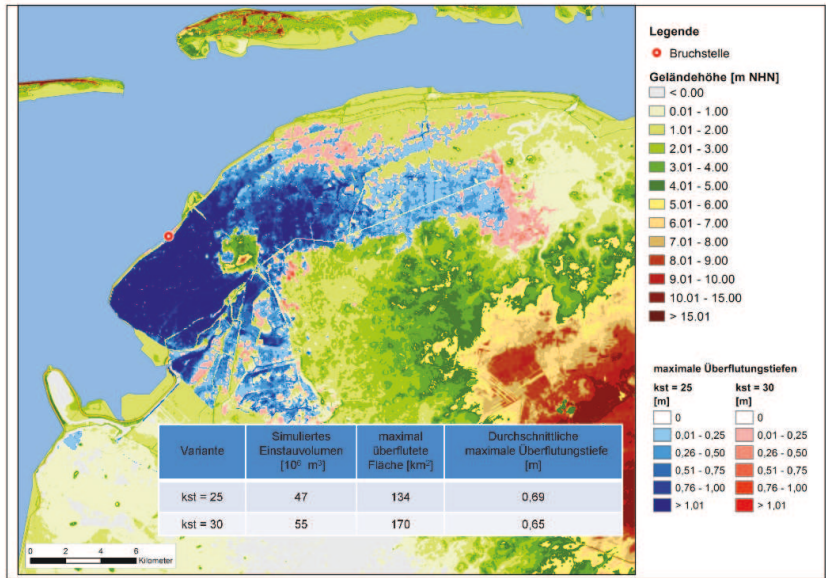


Abbildung 28: Darstellung der Ergebnisse der Überflutungssimulationen für unterschiedliche Rauigkeiten.

Für die Analyse der Auswirkungen von Gewässersystemen auf das Pilotgebiet Norden wird eine Überflutungssimulation ohne das Gewässersystem durchgeführt.

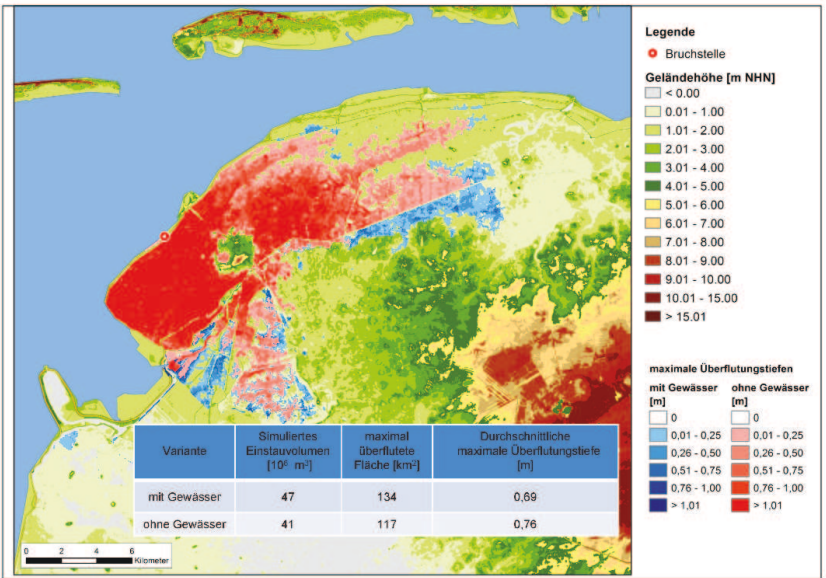


Abbildung 29: Vergleich der Ergebnisse der Überflutungssimulationen mit und ohne Gewässersystem.



Das Einstauvolumen und die maximal überflutete Fläche nehmen bei Nichtberücksichtigung des Gewässernetzes jeweils auf 87 % des Ausgangswertes ab, während die durchschnittliche maximale Überflutungstiefe um circa 9 % steigt (Abb. 29). Es wird deutlich, dass die im Modell implementierten Gewässersysteme die Überflutungsausbreitung deutlich beeinflussen.

#### 4.4.4 Einfluss unterschiedlicher Tidekurven

Im Rahmen der voranstehenden Untersuchungen ist eine einheitliche Sturmidekurve verwendet worden. Da der Verlauf einer Sturmide bei gleichem Scheitelwasserstand unterschiedlich füllig ausgeprägt sein kann, wird der Einfluss unterschiedlicher Sturmideganglinien mit gleichem Scheitelwasserstand auf die Überflutungsausbreitung untersucht. Hierzu werden Ergebnisse des im Rahmen des Projektteils HoRisk B der TU Hamburg-Harburg (Referenz) entwickelten Sturmflutgenerators verwendet. Dieser ermöglicht es, für Pegelstandorte in der Nord- und Ostsee auf Basis langjähriger Aufzeichnungen synthetische Sturmflutverläufe zu erzeugen, die dann z. B. im Rahmen einer Überflutungsmodellierung verwendet werden können.

Der dem Projektgebiet räumlich am nächsten gelegene geeignete Tidepegel, für den der Sturmflutgenerator angewendet werden kann, ist der Pegel Norderney Riffgat. Für diesen wurden durch die TU Hamburg-Harburg sechs Ganglinien mit einem einheitlichen Scheitelwasserstand von NHN + 5,25 m für unterschiedliche Fülligkeiten erzeugt. Der Scheitelwasserstand entspricht dem Bemessungswasserstand für die Insel Norderney aus dem Generalplan Küstenschutz Niedersachsen – Ostfriesische Inseln (NLWKN 2010). Als Vergleichsvariante wird eine Tidekurve in Anlehnung an das Verfahren nach Gönnert (2003) für denselben Scheitelwasserstand von NHN + 5,25 m bestimmt. Alle Tidekurven umfassen einen Zeitraum von 78 Stunden (Abb. 30).

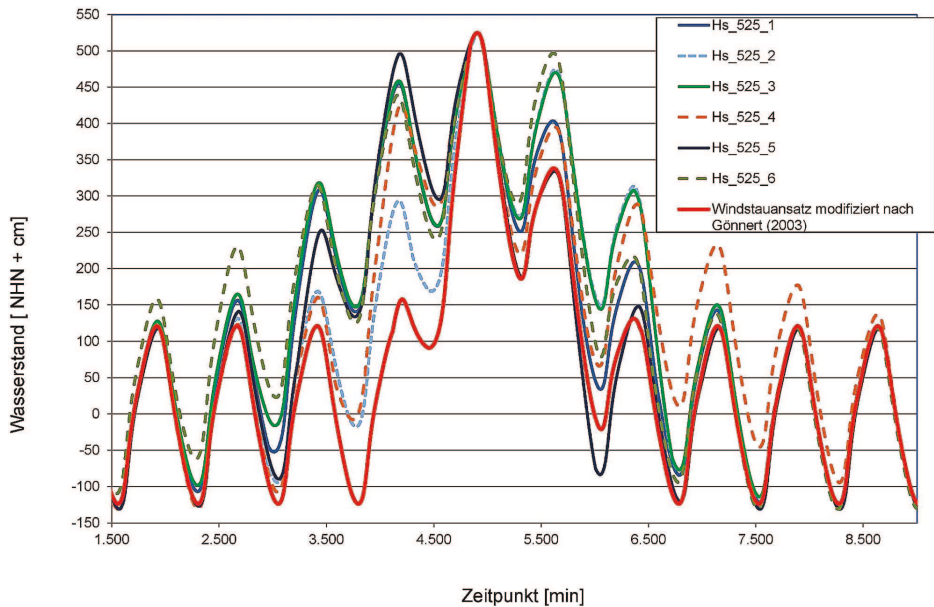


Abbildung 30: Sturmfluttidekurven aus dem Sturmflutgenerator der TU Hamburg-Harburg und nach dem modifizierten Windstauansatz nach Gönner (2003) für den Pegel Norderney Riffgat.

Die mit dem Sturmflutgenerator erzeugten Tidekurven weisen vor und nach der Haupttide im Vergleich zu dem Ansatz von Gönner (2003) teilweise deutlich unterschiedliche Wasserstandsverläufe auf. Für alle in Abb. 30 dargestellten Tidekurven werden Überflutungssimulationen durchgeführt. Die Ergebnisse sind in Tab. 3 zusammengefasst. Deutlich wird, dass hohe Nachtiden einen erheblichen Einfluss auf die Überflutungsausdehnung haben können, wenn der Deichbruch nicht geschlossen wird.

Tabelle 3: Ergebnisse der Überflutungssimulationen für das Pilotgebiet Norden unter Ansatz unterschiedlicher Sturmflutkurven mit einem Scheitelwasserstand von NHN + 5,25 m.

Tidekurve [-]	max. überfl. Fläche [km <sup>2</sup> ]	Durchschn. max. Überflutungstiefe [m]
mod. Windstauansatz nach Gönner (2003)	103	0,66
„Hs_525_1“ (aus Sturmflutgenerator)	146	0,71
„Hs_525_2“ (aus Sturmflutgenerator)	202	0,75
„Hs_525_3“ (aus Sturmflutgenerator)	200	0,74
„Hs_525_4“ (aus Sturmflutgenerator)	152	0,67
„Hs_525_5“ (aus Sturmflutgenerator)	102	0,66
„Hs_525_6“ (aus Sturmflutgenerator)	195	0,77

4.4.5 Einfluss von Deichbruchbreiten und Deichbruchanzahl

Im Ausgangsszenario wird eine maximale Breschenbreite des Deichbruchs von 150 m angesetzt. Die Bruchentwicklung von Deichbrüchen hängt von einer Vielzahl von Einflussgrößen ab und ist unter anderem stark abhängig vom jeweiligen örtlichen Zustand des Deiches (z. B. Kortenhaus 2003). Für den Versagensfall kann wegen einer Vielzahl von Kenntnisdefiziten nicht verlässlich vorausgesagt werden, wie breit sich die Bresche ausbildet. Um den Einfluss unterschiedlicher Deichbruchbreiten zu ermitteln, werden in weiteren Szenarien Breschenbreiten von 25 m, 50 m, 100 m, 200 m und 250 m angenommen. Diese Breiten liegen im Wertebereich von in der Vergangenheit aufgetretenen und dokumentierten Breschen an Küstendeichen (Grimm et al. 2013), wenngleich auch die dokumentierten Deichquerschnitte sehr unterschiedlich sind. Die Bruchentwicklung beginnt für alle Szenarien mit Eintritt des Scheitelwasserstandes der Tidekurve und ist nach einer Stunde mit Erreichen der binnenseitigen Geländehöhe abgeschlossen.

Tabelle 4: Ergebnisse der Überflutungssimulationen für unterschiedliche Breschenbreiten.

Breschenbreite [m]	Einstauvol. zum Ende der Simulation [10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> ]	max. überflutete Fläche [km <sup>2</sup> ]	Durchschn. max. Überflutungstiefe [m]
25	17	53	0,48
50	24	72	0,57
100	33	95	0,64
150	47	134	0,69
200	50	137	0,70
250	54	151	0,70

Mit zunehmender Bruchbreite steigen das simulierte Einstauvolumen sowie die maximal überflutete Fläche und die durchschnittliche maximale Überflutungstiefe an. Der Anstieg verläuft allerdings nicht proportional zur Erhöhung der Breschenbreite (Tab. 4). Die durchschnittliche maximale Überflutungstiefe steigt dabei noch weniger stark an. Insgesamt besitzt die Breschenweite einen großen Einfluss auf die Überflutungscharakteristik.

Unter den gegebenen Rahmenbedingungen ist es nur schwer möglich vorherzusagen, an welcher Lokalität und an wie vielen Stellen ein Versagen der Deichlinie eintreten wird. Um neben dem betrachteten einzelnen Deichbruch die Auswirkung mehrerer Deichbrüche exemplarisch zu untersuchen, wird als weiteres Szenario beispielhaft ein zeitgleicher Deichbruch an vier Lokationen simuliert. Die Breschenbreiten werden jeweils mit 150 m angesetzt.

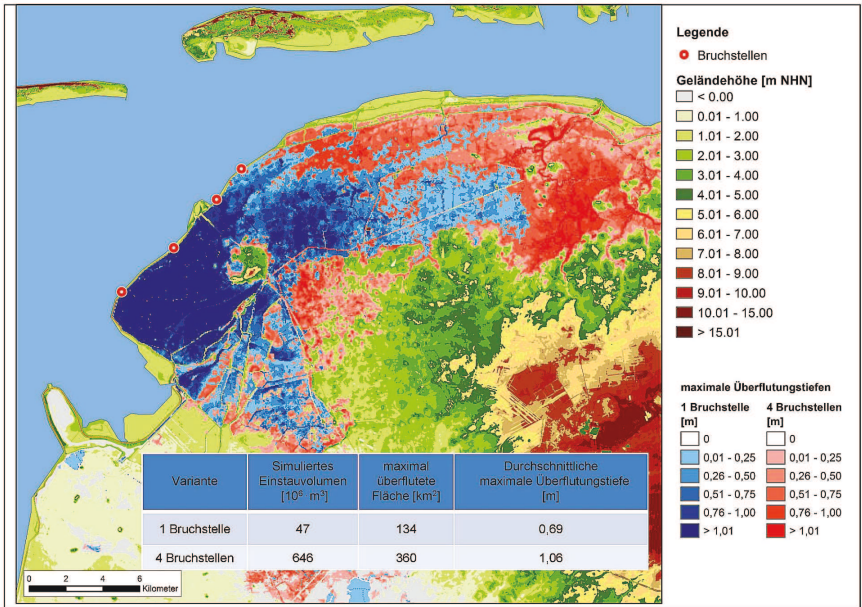


Abbildung 31: Ergebnisse der Überflutungssimulationen für einen und vier Bruchorte.

Es tritt in diesem Szenario nahezu eine Verdopplung der maximal überfluteten Fläche, d. h. von 134 km<sup>2</sup> auf 360 km<sup>2</sup>, auf. Die durchschnittliche maximale Überflutungstiefe steigt von 0,69 m auf 1,06 m (Abb. 31).

#### 4.5 Zusammenfassende Betrachtung zum Einfluss der untersuchten Parameter

Die Ergebnisse der szenarienbasierten Überflutungssimulationen mit einer einheitlichen Tidekurve für das Pilotgebiet zeigen deutliche Übereinstimmungen mit den Ergebnissen des synthetischen Modellgebietes.

Auch für das Pilotgebiet wird deutlich, dass Deichvorländer als Teile des Küstenschutzsystems und Sommerdeiche einen erheblichen reduzierenden Einfluss auf die Einstauvolumina und die überflutete Fläche besitzen. Dieser übersteigt zudem den für die synthetischen Modellgebiete ermittelten Einfluss. Die Relevanz von Deichvorländern für die Wirkung von Küstenschutzsystemen wird hierdurch unterstrichen.

Ebenfalls zeigt sich, dass eine Berücksichtigung wesentlicher Elemente der Geländetopografie wie linienhafte Strukturen, Rauigkeiten und Gewässersysteme nicht vernachlässigt werden kann, auch wenn deren Wirkung bei weitem nicht die von zusätzlichen Küstenschutzelementen erreicht.

Maßgeblich sind zusätzlich die angesetzten Randbedingungen wie die Bruchbreitenentwicklung und die Anzahl der Bruchstellen, welche die Überflutungscharakteristik mit zunehmender Anzahl deutlich negativ verändern. Große Bedeutung kommt zudem der Höhe und Fülligkeit der Sturm tidekurve zu, die in dem Modell als Randbedingungen angesetzt werden. Insbesondere hoch auflaufende Nachtiden können die Überflutung im Bruchfall deutlich negativ beeinflussen.

## 5 Schriftenverzeichnis

- Burg, S.; Thorenz, F.; Blum, H.: Coastal Flood Inundation Modelling for North Sea Lowlands. In: Proceedings of the FLOODrisk 2008 Conference September 30 – October 2<sup>nd</sup>, Oxford, 2008.
- Delft Hydraulics: Aanpassen van het bresgroeimodel in HIS-OM. Bureaustudie. Niederländisch/Englisch. Delft, Niederlande, 2003.
- Delft Hydraulics: SOBEK Rural – Managing your Flow. Software Manual, WL/Delft Hydraulics. Delft, Niederlande, 2004.
- EU-HWRM-RL: Richtlinie 2007/60/EG des Europäischen Parlaments und des Rates vom 23. Oktober 2007 über die Bewertung und das Management von Hochwasserrisiken – (Amtsblatt der Europäischen Gemeinschaften Nr. L 288/27 vom 06.11.2007) – EG-Hochwasserrisikomanagementrichtlinie, 2007.
- Gönnert, G.: Sturmfluten und Windstau in der Deutschen Bucht – Charakter, Veränderungen und Maximalwerte im 20. Jahrhundert. In: Die Küste, 67, 2003.
- Grimm, C.; Klopries, E.; Schüttrumpf, H.: Deichbruchweiten und -tiefen an Fluss- und Ästuardeichen. In: Schüttrumpf, H. (Hrsg.): Hochwasser – eine Daueraufgabe, 42. IWASA, Internationales Wasserbau-Symposium Aachen 2012. Mitteilungen/Lehrstuhl und Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Rheinisch-Westfälische Technische Hochschule Aachen, 166, Aachen, 187–199, 2013.
- Kortenhaus, A.: Probabilistische Methoden für Nordseedeiche. Dissertation. Leichtweiß-Institut für Wasserbau der TU Braunschweig, 2003.
- MELUR: Generalplan Küstenschutz des Landes Schleswig-Holstein. Fortschreibung 2012. Ministerium für Energiewende, Landwirtschaft, Umwelt und ländliche Räume des Landes Schleswig-Holstein, Kiel, 2012.
- NDG: Niedersächsisches Deichgesetz i. d. F. vom 23. Februar 2004 (Nds. GVBl. S. 83), zuletzt geändert durch Artikel 2 des Gesetzes vom 19. Februar 2010 (Nds. GVBl. S. 64), 2004.
- NLWKN: Generalplan Küstenschutz Niedersachsen/Bremen – Festland. Niedersächsischer Landesbetrieb für Wasserwirtschaft, Küsten- und Naturschutz, Norden, 2007.
- NLWKN: Generalplan Küstenschutz Niedersachsen – Ostfriesische Inseln. Niedersächsischer Landesbetrieb für Wasserwirtschaft, Küsten- und Naturschutz, Norden, 2010.
- NLWKN: Jahresbericht 2017/2018. Niedersächsischer Landesbetrieb für Wasserwirtschaft, Küsten- und Naturschutz, Norden, 2018.
- Thorenz, F.; Blum, H.; Burg, S.: Flood Risk Assessment at two Pilot Sites – Methods and Measures, SAFECOAST Project, Action 5B – Final Report, Niedersächsischer Landesbetrieb für Wasserwirtschaft, Küsten- und Naturschutz – Betriebsstelle Norden-Norderney, Norden, 2008.
- Vanderkimpfen, P.; Melger, E.; Peeters, P.: Flood modeling for risk evaluation – a MIKE FLOOD vs. SOBEK 1D2D benchmark study. In: Flood Risk Management: Research and Practice – Samuels et al. (Hrsg.) Taylor & Francis Group, London, ISBN 978-0-415-48507-4, 2009.
- Westphal, H.; Berkenbrink, C.; Wurpts, A.: Bestimmung der mittleren Tidehochwasserlinie für Niedersachsen und Bremen. Unveröffentlichter Forschungsbericht 01/2013. Niedersächsischer Landesbetrieb für Wasserwirtschaft, Küsten- und Naturschutz, Betriebsstelle Norden-Norderney – Forschungsstelle Küste, 2013.